

Sanierung von Betontragwerken
durch Ankleben von
Faserverbundwerkstoffen

Forschungsbericht
Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dr.-Ing. E.-H. Ranisch

Gefördert mit Hilfe von Forschungsmitteln
des Landes Niedersachsen
Erlaß des Niedersächsischen Ministers für
Wissenschaft und Kunst vom 23.06.1982
Az.: 2091 - BV 4e - 6/82.

Braunschweig, Dezember 1984

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung
2. Versuchsplan
 - 2.1 Zugversuche an Doppellaschenkörpern
 - 2.2 Balkenversuche
 - 2.3 Bauteilversuche (Dehnkörperversuche)
3. Baustoffe
 - 3.1 Beton
 - 3.2 Betonstahl
 - 3.3 Klebstoffe
 - 3.4 Laminierharz
 - 3.5 GFK-Laschen
4. Zugversuche an Doppellaschenkörpern
 - 4.1 Herstellung der Versuchskörper
 - 4.2 Messungen am Doppellaschenkörper
 - 4.3 Versuchsergebnisse
 - 4.3.1 Bruchverhalten
 - 4.3.1.1 Allgemeines
 - 4.3.1.2 Bruchverhalten der handlaminierten Laschen
 - 4.3.1.3 Bruchverhalten der Stab-Laschen
 - 4.3.1.4 Bruchverhalten der GFK-Profillaschen
 - 4.3.1.5 Dynamische Versuche
 - 4.3.2 Verschiebungsverhalten
 - 4.4 Vergleich: Versuche-Theorie
5. Balkenversuche
 - 5.1 Herstellung der Versuchskörper
 - 5.2 Kurzzeitversuche
 - 5.3 Langzeitversuche im feucht-warmen Klima
6. Bauteilversuche an Dehnkörpern
 - 6.1 Herstellung der Versuchskörper
 - 6.2 Messungen
 - 6.2.1 Mittlere Betondehnungen
 - 6.2.2 Stahl- und Laschendehnungen
 - 6.2.3 Rißbeobachtung
 - 6.3 Belastungsablauf
 - 6.4 Versuchsergebnisse
 - 6.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf
 - 6.4.2 Dehnsteifigkeit
 - 6.4.3 Rißbildung
 - 6.4.4 Stahl- und Laschendehnungen im Riß
 - 6.4.5 Wirkungsgrad der Laschenverstärkung
 - 6.5 Bewertung der Versuchsergebnisse der Bauteilversuche

7. Zusammenfassung

Literatur

Anlagen

1. Einleitung

Eine nachträgliche Verstärkung von Biegetraggliedern aus Stahlbeton mit angeklebten Stahllaschen wird seit rund 20 Jahren im Ausland in zunehmendem Maße mit Erfolg praktiziert. In Deutschland wurde 1981 erstmals eine Spannbetonbrücke im Bereich der gerissenen Koppelfugen mit aufgeklebten Stahllaschen saniert. Das ingenieurmäßige Konzept wurde von den Verfassern dieses Berichts erarbeitet. Aufgrund des sehr guten Tragverhaltens der sanierten Brücke und der Wirtschaftlichkeit dieser Verstärkungstechnik sind zahlreiche weitere Sanierungsarbeiten mit aufzuklebenden Stahllaschen in Angriff genommen worden.

Langzeitversuche an natürlich und künstlich bewitterten Laschenverstärkungen von Ladner /1/, Lloyd und Calder /2/ sowie Versuche der Verfasser /3/ haben jedoch übereinstimmend gezeigt, daß die Dauerhaftigkeit derartiger Verklebungen problematisch sein kann, weil unter ungünstigen Umständen die Stahllaschen an der Grenzfläche zur Klebschicht korrodieren können, wodurch die Adhäsion beeinträchtigt wird.

Ein weiterer Nachteil von Baustahl als Laschenmaterial besteht darin, daß die Klebflächen derartiger Laschen eine aufwendige und sorgfältig durchzuführende Oberflächen-Vorbehandlung erfordern.

Schließlich müssen die angeklebten Baustahllaschen einen Korrosionsschutz erhalten, der eine regelmäßige Wartung erfordert. Diese Nachteile würden entfallen, wenn anstelle von Baustahllaschen Laschen aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) verwendet werden könnten. Die Zugfestigkeit von GFK erreicht Werte in der Größenordnung von hochfestem Stahl. Die gute Klebbarkeit von GFK ist seit langem bekannt. Seine Oberflächenvorbehandlung ist unpro-

blematisch, weil sich die Oberflächeneigenschaften im Gegensatz zu Stahl unter üblichem Luft- und Feuchtigkeitseinfluß praktisch nicht verändern. Der hohe Widerstand von GFK gegen Medien ist bekannt.

Der grundsätzliche Nachteil von GFK gegenüber Stahl liegt in seinem niedrigen Elastizitätsmodul, der mit höchstens 40.000 N/mm^2 etwa ein Sechstel von dem des Stahls beträgt. Zur Erzielung gleicher Dehnsteifigkeiten wird man daher entsprechend dickere GFK-Laschen wählen müssen. Der relativ hohe Preis des GFK-Materials verstärkt diesen Nachteil.

Bei GFK-Laschen, die auf Beton geklebt sind, behindert der Klebverbund allerdings deren freie Verformung. Deshalb muß untersucht werden, ob bei Verwendung von GFK-Laschen gleich große Verstärkungsgrade wie bei Verwendung von Stahllaschen im Hinblick auf das Riß- und Verformungsverhalten des Verbundbauteils erforderlich sind.

Das Problem erhält zusätzliche Komplexität daraus, daß die Verbundfestigkeit selbst in noch nicht ausreichend bekannter Weise durch die Elastizitätsmoduln der Verbundpartner beeinflusst wird.

Es war das Ziel dieser Forschungsarbeit, durch Versuche einen Beitrag zur Klärung dieser Zusammenhänge zu liefern und damit auch eine Vorauswahl von jenen GFK-Materialien zu treffen, die für die nachträgliche Verstärkung von Betontragwerken anstelle von Stahllaschen in Frage kommen können.

Diese Forschungsarbeit wurde in dankenswerter Weise vom Niedersächsischen Minister für Wissenschaft und Kunst aus Mitteln des Zahlenlottos gefördert.

Wir bedanken uns bei folgenden Firmen für die Bereitstellung der Materialien:

Bayer AG, Leverkusen (HLV-Stäbe);
CIBA-GEIGY GmbH, Wehr/Baden (Epoxidharzkleber);
Grillo-Werke AG, Voerde (UP-Laschen);
Alwin H.J. Mühlmeier, Bärnau (Rovings);
Röchling Haren KG, Haren (EP-Laschen).

2. Versuchsplan

Der Versuchsplan gliedert sich in drei Teile:

- 1.) Zugversuche an Doppellaschenkörpern,
- 2.) Balkenversuche
- 3.) Bauteilversuche

2.1 Zugversuche an Doppellaschenkörpern

Der Doppellaschenkörper wurde in zwei Forschungsarbeiten /5/ und /6/ entwickelt und mit angeklebten Stahl-laschen erprobt. Er besteht aus zwei Stahlbetonprismen $20 \times 20 \times 75 \text{ cm}^3$, die durch zwei symmetrisch aufgeklebte Laschen miteinander verbunden werden. Die Belastung erfolgt auf Zug, wobei die Klebschicht auf Schub beansprucht wird. Der Versuch ermöglicht das Studium der geometrischen, Stoff- und Oberflächeneigenschaften der Klebpartner /4/.

Es sollten zunächst fünf verschiedene GFK-Laschen am Doppellaschenkörper mit angenähert gleichen Abmessungen geprüft werden.

Diese fünf Laschenarten waren:

1. Handlaminierter GFK unter Verwendung von Glas-Roving-Gewebe mit einem Flächengewicht von 960 g/m^2 und von Epoxid-Laminierharz.
(Kurzbezeichnung: Rovinglasche)

2. Handlaminierter GFK unter Verwendung von unidirektionalem Glas-Nähgewirkeband (95% schußverstärkt) mit einem Flächengewicht von 900 g/m^2 und ebenfalls von Epoxidharz zum Laminieren.
(Kurzbezeichnung: Uni-Lasche)
3. HLV-Stäbe (Hochleistungsverbundstäbe) von 7 mm Durchmesser mit Epoxidharz-Baukleber aufgeklebt und umhüllt (siehe /13/).
(Kurzbezeichnung: Stab-Lasche)
4. Flachprofil mit 55% unidirektionalem Glasgehalt (Spinnroving) in UP-Harz stranggepreßt.
(Kurzbezeichnung: UP-Lasche)
5. Flachprofil mit 70% unidirektionalem Glasgehalt (Fila-mentgewebe von 433 g/m^2) in cycloaliphatischem EP-Harz gepreßt.
(Kurzbezeichnung: EP-Lasche)

Die beiden letzten Arten (werksmäßig hergestellte GFK-Flachprofile) haben sich festigkeitsmäßig und anwendungstechnisch als den anderen überlegen erwiesen. Mit diesen Profilen wurden daher weitere Doppellaskenkörper hergestellt und geprüft. Diese Versuche dienten vornehmlich dem Studium der Einflüsse der Laschengometrie auf das Kraft- und Verformungsverhalten der Klebung unter statischer und dynamischer Belastung. Insgesamt wurden 18 Versuche durchgeführt.

2.2 Balkenversuche

Hierfür werden bewehrte Betonbalken $10 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$ in Anlehnung an DIN 1048 (Biegezugprüfung) hergestellt und mit einer aufgeklebten GFK-Lasche von 10 cm Breite

und 70 cm Länge verstärkt. Dieser Versuchskörper wurde im Rahmen einer Forschungsarbeit /3/ entwickelt und mit Stahllaschen geprüft. Lloyd und Calder /2/ verwendeten ähnliche Balken.

Derartige Balken versagen im Ein-Punkt-Biegeversuch in der Regel durch einen Verbundbruch in der Klebschicht. Besonders geeignet sind die Balken für Dauerstandsversuche, die zeitgerafft in feucht-warmem Klima durchgeführt werden können. Die Restfestigkeit, Biegesteifigkeit, Bruchlast und Bruchart werden zur Beurteilung herangezogen.

Es waren 9 Kurzzeitversuche mit verschiedenen Laschendicken der werksmäßig hergestellten Laschenprofile und zwei Dauerstandsversuche über sechs Monate im feucht-warmen Klima 40/99 vorgesehen.

2.3 Bauteilversuche (Dehnkörperversuche)

In Deutschland beginnt sich die nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Bereich gerissener Koppelfugen durch angeklebte Stahllaschen durchzusetzen /11/. Mit Bauteilversuchen sollte nun geprüft werden, ob für eine derartige Sanierung auch angeklebte GFK-Laschen in Frage kommen. Der Versuchskörper entspricht daher einem Ausschnitt aus der Bodenplatte einer sanierungsbedürftigen Hohlkastenbrücke im Bereich einer eingerissenen Koppelfuge. Dieser Bereich wird im Zustand II durch mittigen Zug beansprucht. Der hieraus abgeleitete Versuchskörper ist ein mittig gezogener Dehnkörper; er wurde in zwei Forschungsvorhaben für angeklebte Stahllaschen entwickelt und erprobt /5/, /6/.

Jetzt wurden zwei Bauteilversuche mit zwei Verstärkungsgraden durchgeführt. Als Verstärkungsgrad wird das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten von GFK-Laschen zu vorhandener konventioneller Bewehrung definiert. Die Dehnsteifigkeit ist das Produkt aus E-Modul und Querschnittsfläche.

Bei der Auswahl der Laschen wurden bereits die Ergebnisse der Doppellaschenversuche berücksichtigt, die darauf hindeuteten, daß mit GFK-Laschen niedrigere Verstärkungsgrade erforderlich sind als mit Stahllaschen. Es wurden die Verstärkungsgrade $\eta = 1$ und $\eta = 2$ gewählt, während sich bei Stahllaschen Verstärkungsgrade von 2 bis 4 bewährt hatten.

Die Belastung erfolgt kombiniert statisch-dynamisch, wobei das Riß- und Verformungsverhalten der Versuchskörper untersucht werden.

3. Baustoffe

3.1 Beton

Die Versuchskörper wurden aus Beton der Festigkeitsklasse B 25 nach DIN 1045 hergestellt (Betonzusammensetzung und -eigenschaften: siehe Anlage 3.1). Der Beton war so zusammengesetzt, daß die Festigkeitszunahme nach 28 Tagen nur noch gering war. Damit konnten trotz unterschiedlichen Betonalters bei Versuchsbeginn dennoch annähernd gleiche Betonfestigkeiten eingehalten werden.

3.2 Betonstahl

Als Bewehrung kam für die Versuchskörper Betonstahl BSt 420/500 RK in den Durchmessern $\varnothing 8$ mm (Balkenversuch), $\varnothing 10$ mm (Bauteilversuche) und $\varnothing 14$ mm (Doppellaskörper) zur Anwendung. Die Festigkeiten der Stähle sind auf Anlage 3.1 angegeben.

3.3 Klebstoffe

Die HLV-Stäbe und die GFK-Flachprofile wurden mit dem Epoxidharzklebstoff Araldit XB 3074 der Ciba-Geigy GmbH, Wehr/Baden, aufgeklebt. Dieser Klebstoff hat sich zum Aufkleben von Stahllaschen auf Beton bewährt und wurde auch für die in /5/, /6/ und /7/ beschriebenen Versuche verwendet. Nach Angabe des Herstellers sollte dieser Klebstoff auch zum Verkleben von GFK gut geeignet sein. Dies hat sich durch die Vorversuche bestätigt. Die Eigenschaften dieses Klebers sind auf Anlage 3.2 zusammengestellt.

3.4 Laminierharz

In Abstimmung mit dem Hersteller der Glasfasern wurde zum Laminieren das Epoxidharz Araldit BY 165 mit Härter HY 2992 ausgewählt. Dieses Harz haftet nach Angaben des Herstellers Ciba-Geigy GmbH, Wehr/Baden, besonders gut auch auf feuchtem Beton. Die Eigenschaften des Harzes sind auf Anlage 3.2 zusammengestellt.

3.5 GFK-Laschen

Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von GFK-Material werden in entscheidendem Maße durch den Glasgehalt bestimmt. Bei einachsiger Beanspruchung kommt den Fasern in Beanspruchungsrichtung besondere Bedeutung zu.

Zur Verstärkung von Kunststoffen wird im allgemeinen ein alkalifreies Aluminium-Bor-Silikat-Glas, das sogenannte "E-Glas" verwendet. Hierfür beträgt nach /12/ die Zugfestigkeit 2200 MPa und der E-Modul 73 bis 79 GPa. Damit läßt sich für GFK-Material eine theoretische Zugfestigkeit berechnen. Der Elastizitätsmodul von GFK-Material hängt hingegen stark von der Faserkonzentration und vom Harz ab; er ist erheblich niedriger als der des Glases. Die Spannungs-Dehnungslinien von GFK-Material verlaufen bis in Bruchnähe annähernd geradlinig.

Die Dehnsteifigkeit der verwendeten Laschen wurde im Zugversuch mit Hilfe eines angeklemmten Setzdehnungsmessers mit 20 cm Meßbasislänge ermittelt. Aus den Versuchswerten wurde bezogen auf den tatsächlichen Laschenquerschnitt der E-Modul berechnet. Die Ergebnisse sind auf Anlage 3.3 wiedergegeben.

Die Elastizitätsmoduln der verschiedenen Laschentypen unterscheiden sich erwartungsgemäß wegen der unterschiedlichen Glasgehalte beträchtlich. Die EP-Lasche dürfte in dieser Beziehung ein fertigungstechnisches Optimum darstellen. Auch hier beträgt der E-Modul jedoch nur rund ein Fünftel von dem des Stahls.

Die Spannungs-Dehnungslinien dieser Laschen und des Betonrippenstahls \varnothing 10 mm, BSt 420/500 RK sind auf Anlage 3.4 dargestellt.

4. Zugversuche an Doppellaschenkörpern

4.1 Herstellung der Versuchskörper

Die beiden Betonprismen eines Versuchskörpers (s. Anlage 4.1) wurden paarweise liegend betoniert, am nächsten Tag ausgeschalt und sieben Tage lang mit genäßen Tüchern feucht nachbehandelt. Frühestens im Alter von 28 Tagen wurden die Klebflächen mit einem tragbaren Vacuumstrahlgerät vom Typ Educto-Matic mit Strahlkorund Nr.24 bis zum Sichtbarwerden des Grobzuschlags mit einem Korndurchmesser über 8 mm gestrahlt. Die gestrahlten Flächen wurden anschließend mit Wasser abgespritzt.

Das Ankleben bzw. Anlaminieren der Verstärklaschen nach Anlage 4.2 und 4.3 begann am darauffolgenden Tag. Es zeigte sich, daß das Handlaminieren und das Herstellen der Stab-Lasche an senkrechten Betonflächen zwar nicht unmöglich aber nur mit sehr großem Aufwand mit

dem erforderlichen blasenfreien Verbund zu erreichen ist. Das ablaufende Harz muß bis zum Gelierbeginn ständig ergänzt werden. Zwar werden im GFK-Schiffbau auch Handlaminierungen über Kopf ausgeführt. Dann kommen jedoch leichtere Glasfasermatten zur Anwendung. Um die im Bauwesen erforderlichen Laschendicken mit vertretbarem Aufwand herstellen zu können, mußte auf die schwersten Glasfasergewebe (Rovings), die zur Zeit auf dem Markt sind, zurückgegriffen werden.

Da die Versuchskörper einen optimalen Verbund und ein blasenfreies Laminat besitzen sollten, wurden zunächst fünf Lagen Glasfasern auf die Oberfläche im Handaufleageverfahren auflaminiert. Dabei wurde das Harz vor und nach jeder Faserlage mit einem Pinsel satt aufgetragen. Am nächsten Tag wurde der Versuchskörper um 180° gedreht und dann die zweite Lasche in gleicher Weise laminiert.

Zur Anbringung der Stab-Lasche wurde auf der Oberseite der Betonprismen zunächst eine ca. 3 mm dicke Schicht des Epoxidharzklebers aufgetragen. In diese Schicht wurden dann 11 HLV-Stäbe von 7 mm Durchmesser dicht nebeneinanderliegend eingedrückt. Anschließend wurden die verbliebenen Zwischenräume mit Klebstoff verfüllt und die Oberseite glatt gestrichen. Auf diese Weise waren die HLV-Stäbe vollständig in den Epoxidharzkleber eingebettet. Die gesamte Laschendicke betrug 9 mm. Auch diese Versuchskörper wurden am nächsten Tag zum Aufkleben der zweiten Lasche um 180° gedreht.

Die Laschen aus GFK-Fertigprofilen (UP-Lasche und EP-Lasche) wurden paarweise auf die seitlichen Betonflächen aufgeklebt. Der Klebstoff wurde hier dachförmig auf die Laschen aufgetragen. Mit Schraubzwingen wurde der Anpreßdruck solange gesteigert, bis der Klebstoff allseitig herausquoll. Dieser Anpreßdruck wurde 24 Stunden aufrechterhalten (s. Anlage 4.3).

Die Klebflächen dieser Laschen waren werkseitig mit Sandpapier angeschliffen worden. Vor dem Kleben wurden sie mit Trichloräthylen abgewaschen.

Zuerst wurde mit jedem Laschentyp ein Doppellaschenkörper mit 30 cm Verbundlänge hergestellt und frühestens 7 Tage nach dem Kleben belastet. Dann folgten weitere Versuche mit z.T. anderen Laschenabmessungen (s. Tabelle 1).

Versuch Nr.	Laschen- art	Laschen- querschn.	Verbund- länge	Belastung	Bruch- last	Bruch- verbund- spannung
-	-	mm ²	cm	-	kN	MPa
1	Stab-L.	9 x 100	30	stat.	100	1,67
2	Stab-L.	9 x 100	60	stat.	110	0,92
3	EP	10 x 100	30	stat.	119	1,98 ²⁾
4	EP	10 x 100	60	stat.	125	1,04 ²⁾
5	EP	10 x 100	30	stat.	130	2,17 ²⁾
6	EP	10 x 100	60	stat.	145	1,21 ²⁾
7	UP	10 x 100	60	stat.	91	0,76
8	UP	10 x 100	30	stat.	77	1,28
9	Uni	9 x 100	30	stat.	61	1,02
10	Roving	8 x 100	30	stat.	55	0,92 ²⁾
11	EP	5 x 200	30	stat.	146	1,22 ²⁾
12	EP	5 x 100	30	stat.	77	1,28 ²⁾
13	EP	15 x 100	30	stat.	120	2,00 ²⁾
14	EP	15 x 100	60	stat.	132	1,10 ²⁾
15	UP	10 x 100	30	dyn.	102	1,70
16	UP	10 x 100	60	dyn.	1)	-
17	EP	5 x 100	30	dyn.	66 ³⁾	1,10
18	UP	10 x 100	60	dyn.	110 ³⁾	0,92

1) Dauerbruch 2) Bruchkeilbildung 3) Bruch der Anschluß-
eisen (ø 14 mm)

T a b e l l e 1 : Doppellaschenversuche

4.2 Messungen am Doppellaschenkörper

In der Mitte des Versuchskörpers zwischen den beiden Betonprismen nehmen die beiden Laschen die gesamte Zugkraft auf. Die Lastanteile je Lasche können als gleich angenommen werden. Am Beginn der vier Überlappungen in der Mitte des Doppellaschenkörpers treten meßbare Verschiebungen der Laschen gegenüber dem Betonuntergrund auf. Die Verschiebungen weichen in der Regel geringfügig voneinander ab. Bei den hier vorhandenen Verbundlängen von 30 und 60 cm treten an den Überlappungsenden keine meßbaren Verschiebungen auf.

Die Verschiebungen wurden in der Mitte des Doppellaschenkörpers mit zwei induktiven Wegaufnehmern vom Typ W2TK gemessen. Die Verschiebungswerte wurden kontinuierlich in Abhängigkeit von der Belastung auf einem 2-Kanal-Schreiber aufgezeichnet. Auf den Anlagen 4.5 bis 4.11 sind die gemittelten Last-Verschiebungskurven dargestellt. Auf der Ordinate ist jeweils die Zugkraft einer Lasche, entsprechend der halben äußeren Last, aufgetragen. Während der dynamischen Belastungsphase wurden die Verschiebungswege nach 1, 10, 100, 1000, 10.000 und 100.000 Lastwechseln abgelesen.

4.3 Versuchsergebnisse

4.3.1 Bruchverhalten

4.3.1.1 Allgemeines

Bei Stahllaschen, die mit geeigneten Klebern aufgeklebt wurden, entsteht typischerweise ein Betonbruch, das heißt die Bruchfuge verläuft parallel zur Klebschicht im Betonuntergrund. Dabei bleibt eine je nach Betonzusammensetzung bis zu mehreren Millimetern dicke Betonschicht an der Klebschicht haften. Ein Teil der größeren Zuschlagkörner wird abgesichert.

Außerdem entsteht am Beginn der Überlappung in der Mitte des Doppellaschenkörpers ein Bruchkeil. Dieser entsteht, wenn an einer Lasche die Bruchfuge abknickt und den Bogen der Bewehrung des Betonprismas tangiert (s. Anlage 4.4). Eine ausführliche Erklärung der Bruchkeilbildung ist in /4/ gegeben.

Typischerweise erfolgte der Verbundbruch schlagartig, praktisch ohne Vorankündigung. Eine stark progressive Zunahme der Verschiebung beginnt erst bei rund 97% der Bruchlast.

Die Doppellaschenkörper mit GFK-Laschen besaßen ein ähnliches Bruchverhalten. Ein Bruchkeil entstand jedoch nur bei vergleichsweise hohen Bruchlasten. Ein Delaminieren, d.h. Trennen der Glasfasern von der Harz-Matrix wurde nur vereinzelt und punktwise bei den Stab-Laschen und EP-Laschen beobachtet (s. die Fotos 4 und 5 auf Anlage 4.3 und 4.4).

4.3.1.2 Bruchverhalten der handlaminieren Laschen

Bei den handlaminieren Roving- und Uni-Laschen traten von Anfang an auffällig große und bleibende Verschiebungen auf, die dem Laminierharz in der Grenzschicht zwischen dem Beton und der ersten Faserlage zugeschrieben werden müssen. Infolgedessen stellte sich auch ein für Klebungen ungewöhnlich weicher Bruch ein. Auch die Bruchlasten von 61 kN für die Uni-Lasche und von 55 kN für die Roving-Laschen lagen erheblich niedriger als bei den anderen Versuchen.

Die Unterseiten der Laschen ließen bei der Inaugenscheinnahme nach dem Versuch überwiegend Klebschichtversagen erkennen. Auf Foto 4 (Anlage 4.3) sind die Überlappungen, deren Versagen zum Bruch geführt hat, durch ein Kreuz ge-

kennzeichnet. Die anderen Laschenhälften sind nach dem Versuch abgehebelt worden. Auch hier blieb im Vergleich zu den anderen Laschen nur bereichsweise eine sehr dünne Feinmörtelschicht an der Lasche haften.

Aus diesen Versuchsergebnissen ist zu schließen, daß hand-laminierte Laschen für nachträgliche Verstärkungen wenig geeignet sind, weil die Haftung der Laminierharze auf Beton im Vergleich zu Epoxidharzklebern zu gering ist. Das hatten auch schon frühere Versuche gezeigt, wo Stahllaschen mit gefüllten Injektionsharzen aufgeklebt worden waren /5/.

4.3.1.3 Bruchverhalten der Stab-Laschen

Mit Stab-Laschen wurde je ein Versuch mit 30 cm Verbundlänge (Vers.Nr.1) und mit 60 cm Verbundlänge (Vers.Nr.2) durchgeführt. In beiden Versuchen erfolgte Betonbruch in ähnlicher Weise wie bei Stahllaschen jedoch ohne Bruchkeilbildung (s. Anlage 4.3). Die Bruchfuge enthielt jedoch auch kleine Anteile von Klebschichtbruch. An den Rändern der Lasche hatten sich punktweise die HLV-Stäbe von der Klebstoffumhüllung getrennt. Die Verdoppelung der Verbundlänge bewirkte nur eine geringe Steigerung der Bruchlasten von 100 kN auf 110 kN. Das läßt auf eine besonders ungleichmäßige Verbundspannungsverteilung längs der Laschen schließen.

4.3.1.4 Bruchverhalten der GFK-Profillaschen

Bei den EP- und UP-Profillaschen entstanden Betonbrüche mit kleineren Anteilen von Klebschichtbrüchen (s. Anlage 4.4). Bei den UP-Laschen war der Klebschichtbruchanteil deutlich größer als bei den EP-Laschen. Bei den Doppellaskenkörpern mit EP-Laschen entstanden überwiegend Bruchkeile (s. Tabelle 1). Bei den EP-Laschen wurde ver-

einzelnt ein punktwises Ablösen der Laminierung von der untersten Glasfaserlage beobachtet (Delaminierung, s.Foto 5 auf Anlage 4.4).

Die erreichten Bruchlasten sind annähernd den Dehnsteifigkeiten der Laschen proportional. Dies entspricht auch der Theorie /4/. Die Verdoppelung der Verbundlänge l_v von 30 auf 60 cm bewirkte hingegen eine erheblich kleinere Steigerung der Bruchlast als nach der Theorie /4/ zu erwarten war. Insofern bestehen schon erhebliche Unterschiede im Bruchverhalten zwischen GFK und Stahllaschen, deren Ausmaß und Ursachen z.Zt. noch nicht angegeben werden können.

Auch streuten die Bruchlasten der Doppellaskenkörper mit GFK-Laschen stärker als es mit Stahllaschen der Fall war. Inwieweit das auf etwaige Inhomogenitäten des GFK-Materials zurückzuführen ist, kann noch nicht gesagt werden.

4.3.1.5 Dynamische Versuche

Bei den dynamisch belasteten Doppellaschenversuchen betrug die Oberlast 50% und die Unterlast 10% der Kurzzeitbruchlast eines gleichartigen Versuchskörpers. Die Frequenz betrug 1 Hz.

Beim Versuch Nr.15 (UP-Lasche $10 \times 100 \text{ mm}^2$, Oberlast: $0,5 \cdot 77 = 38,5 \text{ kN}$) wurde die dynamische Belastung nach 100.000 Lastwechseln abgebrochen und der Körper anschließend statisch zu Bruch gefahren. Mit 102 kN ergab sich dabei eine deutlich höhere Bruchlast als im reinen Kurzzeitversuch.

Beim Versuch Nr.16 (UP-Lasche $10 \times 100 \text{ mm}^2$, $l_v = 60 \text{ cm}$, Oberlast $Z_0 = 45,5 \text{ kN}$) unterschieden sich die Verschiebungen der gegenüberliegenden Laschen unerklärlicherweise von Anfang an um rund 100%. Dieser Unterschied ver-

größerte sich noch im Laufe der dynamischen Belastung. Deshalb muß der Dauerbruch nach 128.000 Lastwechseln als untypisch angesehen werden.

Beim Wiederholungsversuch (Nr.18) wurde die dynamische Belastung nach 485.000 Lastwechseln abgebrochen und der Körper anschließend statisch zu Bruch gefahren. Dabei trat bei einer Last von 110 kN durch einen Materialfehler ein Bruch der Stabstahlbewehrung, die zum Einleiten der Zugkraft dient, ein. Es kann also auch hier geschlossen werden, daß die dynamische Beanspruchung eine Steigerung gegenüber der Kurzzeitbruchlast bewirkte. Dieses Phänomen wurde auch bereits an Versuchen mit Stahllaschen beobachtet /1/, /4/, /5/.

Beim Versuch Nr.17 (EP-Lasche $5 \times 100 \text{ mm}^2$, $l_v = 30 \text{ cm}$, $Z_0 = 38,5 \text{ kN}$) wurde die dynamische Belastung nach 178.000 Lastwechseln abgebrochen und anschließend der Körper statisch zu Bruch gefahren. Dabei wurde eine vergleichsweise geringe Bruchlast von 66 kN erreicht.

4.3.2 Verschiebungsverhalten

Die gemessenen Verschiebungswege sind auf den Anlagen 4.5, 4.11 in Abhängigkeit von der Laschenzugkraft als Mittelwert beider Messungen je Doppellaskenkörper dargestellt (mit Z ist die halbe äußere Zugkraft bezeichnet). Danach haben sich alle Klebungen bis etwa zur halben Bruchlast angenähert linear-elastisch verhalten. Hier waren die Verschiebungen aller Versuche mit Ausnahme der Roving-Lasche kleiner als 0,06 mm und damit etwa zwei- bis dreimal so groß wie bei den Stahllaschen in /5/ und /6/. Bei der Roving-Lasche betrug die Verschiebung unter halber Bruchlast bereits 0,125 mm. Die elastischen Verschiebungen bis zur halben Bruchlast waren insgesamt den Dehnsteifigkeiten der Laschen angenähert reziprok proportional.

Bei höheren Lasten kommen zunehmend plastische Verformungsanteile hinzu, die bei den einzelnen Versuchen im Vergleich zu Stahllaschen ungewöhnlich stark streuten. Das wurde vereinzelt auch bei den beiden Laschen eines Versuchskörpers beobachtet. Diese Versuchskörper erreichten dann auch nur eine vergleichsweise geringe Bruchlast. Die Ursache für diese Streuungen kann zur Zeit noch nicht angegeben werden. Die Verschiebungen während der dynamischen Belastung der Versuche 15, 17 und 18 sind auf Anlage 4.12 für Ober- und Unterlast in Abhängigkeit von der Lastspielzahl aufgetragen. Die drei Versuche zeigen eine progressive Zunahme der Verschiebungen bei dem hier gewählten logarithmischen Maßstab für die Lastspielzahl. Damit unterscheiden sich die aufgeklebten GFK-Laschen in ihrem Verhalten unter dynamischer Last deutlich von Stahllaschen, die in dieser Darstellungsform einen linearen Anstieg der Verschiebungswege zeigten. Insgesamt muß das Verhalten unter dynamischer Last bei GFK-Laschen näher erforscht werden.

4.4 Vergleich: Versuche-Theorie

In /4/ wird ein theoretisches Verfahren zur Berechnung der Bruchlast des Doppellaskenkörpers aufgezeigt. Für diese Rechnung werden außer den geometrischen Größen folgende Baustoffkennwerte benötigt:

- E-Moduln von Lasche und Beton E_L und E_b
- Gleitmodul des Klebers G
- Spitzenwert der Verbundspannung τ_{K1}
- Verschiebungsbeiwert α .

Es wurde bisher angenommen, daß der Verbundspannungsspitzenwert im wesentlichen von der Festigkeit des Betons abhängt. Er wurde in /4/ für Beton B 25 zu $\tau_{K1} = 8 \text{ N/mm}^2$ bestimmt. Wovon der Verschiebungsbeiwert α , der den fallenden Ast des τ_v -v-Werkstoffgesetzes beschreibt, abhängt, ist noch nicht bekannt. Für auf Beton B 25 aufgeklebte Stahllaschen mit einer mittleren Klebschichtdicke von 1 mm wurde er zu $\alpha \approx 1,27 \cdot 10^{-4}$ bestimmt.

Auf den Anlagen 4.13 und 4.14 sind die rechnerischen Bruchlasten den Versuchswerten gegenübergestellt, wobei auf Anlage 4.13 $\tau_{K1} = 8 \text{ N/mm}^2$ und $\alpha = 1,27 \cdot 10^{-4}$ gesetzt wurden. Die Darstellung zeigt, daß die Rechnung im Vergleich zum Versuch zu kleine Bruchlasten liefert und die Streuung recht groß ist (Korrelationskoeffizient $r = 0,70$). Eine bessere Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch erfordert die Anpassung von α und τ_{K1} . Mit $\tau_{K1} = 18 \text{ N/mm}^2$ und $\alpha = 0,8 \cdot 10^{-4}$ erhält man eine erheblich bessere Übereinstimmung mit geringerer Streuung (Anlage 4.17, $r = 0,85$). Das bedeutet, daß bei GFK-Laschen im Vergleich zu Stahllaschen eine Verlängerung der Verbundlänge eine kleinere Traglaststeigerung bewirkt. Zu dem vergleichsweise hohen Verbundspannungsspitzenwert von $\tau_{K1} = 18 \text{ N/mm}^2$ paßt die Beobachtung, daß bei den EP- und UP-Laschen ein vergleichsweise besonders tiefer Betonbruch erfolgt. Vereinzelt sind allerdings ähnlich hohe Verbundspannungsspitzenwerte auch bei Stahllaschen gemessen worden.

5. Balkenversuche

5.1 Herstellung der Versuchskörper

Die Betonbalken mit den Abmessungen $10 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$ wurden in Stahlschalungen liegend betoniert, am nächsten Tag ausgeschalt und anschließend unter Wasser gelagert. An der

Unterseite waren 3 \emptyset 8 mm, BSt 420/500 als Biegezugbewehrung mit 1,5 cm Betondeckung angeordnet (s. Anl. 5.1)

Die Verstärkungsfaschen aus EP- und UP-Laschen von 70 cm Länge, 10 cm Breite und 5 bis 15 mm Dicke wurden in einem Betonalter von mehr als 300 Tagen aufgeklebt. 24 Stunden vor dem Sandstrahlen wurden die Balken aus dem Wasserbad genommen. Die gestrahlten Flächen wurden mit Wasser abgespritzt. Das Aufkleben der Laschen erfolgte 24 Stunden später. Nach früheren Untersuchungen /5/ kann die Oberflächenfeuchte des Betons zum Zeitpunkt des Klebens zu 6 -9 Gew.-% angenommen werden. Mit aufgeklebten Stahlfaschen wurde hierbei noch 100prozentiger Betonbruch erreicht.

5.2 Kurzzeitversuche

Die Biegeprüfung erfolgte frühestens sieben Tage nach dem Kleben. Die Belastung wurde bei einer Stützweite von 60 cm nach DIN 1048 durch eine mittige Einzellast mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 60 kN pro Minute aufgebracht. In Balkenmitte wurde die Durchbiegung mit einem induktiven Wegaufnehmer vom Typ W10TK gemessen und kraftabhängig mit einem x-y-Schreiber aufgezeichnet. Die Bruchlasten der neun Versuche zeigt Tabelle 5.1; die Durchbiegungslinien sind in den Anlagen 5.2 und 5.3 dargestellt.

T a b e l l e 5.1

(siehe Blatt 20)

Versuch Nr.	Laschen- material	Laschen- querschnitt mm ²	Bruchlast kN
1	EP	5 x 100	65
2	EP	5 x 100	63
3	EP	5 x 100	70
4	EP	15 x 100	69
5	EP	15 x 100	57
6	EP	15 x 100	68
7	UP	10 x 100	70
8	UP	10 x 100	67
9	UP	10 x 100	71
zum Vergleich	Stahl	2 x 100	56

T a b e l l e 5.1: Bruchlasten der Balkenversuche bei Kurzzeitbelastung

Der Bruch trat in allen Fällen durch sprödes Versagen des Klebverbunds (tiefer Betonbruch) auf einer Balkenhälfte ein. Mit Ausnahme eines Balkens (Balken 5 mit $F_u = 57$ kN) lagen die Bruchlasten unabhängig vom Laschenquerschnitt (500 bis 1500 mm²) und vom Laschenmaterial (EP- und UP-Laschen) zwischen 65 und 71 kN. Diese Bruchlasten sind mehr als 10% höher als bei den Balken mit aufgeklebten Stahllaschen mit 200 bis 500 mm² Laschenquerschnittsfläche /3/.

Im Zuge der Belastung bildeten sich 3 bis 5 Biegerisse im Beton. Deren maximale Breite blieb bis in Bruchnähe unter 0,3 mm.

Die Biegesteifigkeit der Balken mit EP-Laschen von 500 mm² Querschnitt war von gleicher Größenordnung wie bei den Balken mit Stahllaschen und deutlich geringer als bei den Bal-

ken mit EP-Laschen von 1500 mm² Querschnitt. Die Biegesteifigkeit der Balken mit UP-Laschen von 1000 mm² Querschnitt streute stärker und lag im Mittel dazwischen.

5.3 Langzeitversuche im feucht-warmen Klima

Um einen ersten Einblick in das Langzeitverhalten von aufgeklebten GFK-Laschen zu gewinnen, wurden zeitge-
raffte Dauerstandsversuche im feucht-warmen Klima durchgeführt. Dazu wurden ein Balken mit EP-Lasche 5 x 100 mm² und ein Balken mit EP-Lasche 15 x 100 mm² mit Hilfe von Tellerfedern zusammengespannt, so daß sie mit einer mittigen Einzellast von 35 kN entsprechend 50% der Kurzzeitbruchlast belastet waren (s. Anlage 5.1). Anschließend wurden sie in einem Klimaschrank bei 40°C und 99% relativer Feuchte eingelagert. Nach sechs Monaten wurde in gleicher Weise wie bei den Kurzzeitversuchen die Biegefestigkeit geprüft. Die Bruchlasten lagen mit 69 kN für die Lasche 15 x 100 mm² und mit 65 kN für die Lasche 5 x 100 mm² im Streubereich der Kurzzeitversuche nach Tabelle 5.1. Auch hier erfolgte überwiegend tiefer Betonbruch. Der Anteil von Delaminierungen und Ablösungen der Klebschicht vom Betonuntergrund betrug ca. 10% der Bruchfläche (s. Anlage 5.5).

Die Biegesteifigkeiten lagen im Streubereich der Kurzzeitversuche (s. Anlage 5.4).

6. Bauteilversuche an Dehnkörpern

6.1 Herstellung der Versuchskörper

Die beiden Dehnkörper von 3,40 m Länge, 0,50 m Breite und 0,15 m Dicke (s. Anlage 6.1) wurden auf der Breitseite liegend betoniert und sieben Tage lang feucht nachbehandelt. Die durchgehende Längsbewehrung von 4 ϕ 10 mm BSt 420/500 RK mit einer Betondeckung $c_1=3,0$ cm wurde über Unterlegsplatten mit den stählernen Kopfplatten, die der Zugkrafteinleitung dienten, verschweißt. Der Krafteinleitungsbereich erhielt eine ebenfalls mit den Kopfplatten verschweißte Zulagebewehrung aus je 18 ϕ 10 mm BSt 420/500 RK (s. Anlage 6.2). Diese sollten einerseits eine kürzere Einleitung der Zugkraft in den Beton bewirken, um eine möglichst große Meßbasislänge zu erhalten und andererseits die Endverankerung der Laschen entlasten.

Die Laschen wurden in einem Betonalter von rund 4 Wochen in gleicher Weise wie bei den vorherigen Versuchen auf die gegenüberliegenden Breitseiten aufgeklebt. Gewählt wurden jeweils 2 EP-Laschen von 10 x 100 mm² Querschnitt (Versuch BT 1) und 10 x 200 mm² Querschnitt (Versuch BT 2).

Die Verbindung der GFK-Laschen mit den stählernen Kopfplatten erfolgte ebenfalls durch Klebverbund. Dazu waren an die Kopfplatten Stahllaschen von 200 mm Länge und 15 mm Dicke angeschweißt worden. Die Breite dieser Stahllaschen entsprach der der GFK-Laschen. Zur Sicherung dieses Klebverbundes wurde mit 2 Bolzen M 12, Stahlgüte 4 D, (Versuch BT 1, 10 cm breite Laschen) bzw. 4 Bolzen M 12 (Versuch BT 2, 20 cm breite Laschen) eine Querverpressung erzeugt, indem die Bolzen mit ihrer zulässigen Kraft vorgespannt wurden (Anlage 6.2 und 6.3).

Die zentrische Zugbelastung begann zwei Tage nach dem Kleben. Dazu wurden die Dehnkörper senkrecht in einen Zugprüfrahmen eingebaut. Die Verbindung zwischen den stählernen Kopfplatten der Versuchskörper und der Belastungseinrichtung wurde durch allseitig drehbare Gelenk-
augen vom Typ SI 70 EsdRS mit einer zulässigen Last von 700 kN hergestellt.

6.2 Messungen

6.2.1 Mittlere Betondehnungen

Die mittleren Betondehnungen über die Risse hinweg, diese entsprechen auch den mittleren Stahldehnungen, wurden über eine Meßbasislänge von 2,50 m mit zwei induktiven Weggebern vom Typ W 10 in Mitte der Schmalseiten der Versuchskörper gemessen. Dazu wurden in 2,50 m Abstand 2 stählerne Rahmen mit Hilfe von je 3 angespitzten Schrauben M 12 auf den Beton aufgespannt. Die mit den Weggebern gemessenen Abstandsänderungen der Rahmen wurden kraftabhängig mit einem x-y-Schreiber aufgezeichnet.

6.2.2 Stahl- und Laschendehnungen

Die Versuchskörper waren in der Mitte durch ein eingelegtes Blech vorgekerbt worden. Dadurch war sozusagen der erste Trennriß bereits vor Belastungsbeginn vorhanden. Damit war die Möglichkeit geschaffen worden, die Stahl- und Laschendehnungen genau im Riß von Anfang an messen zu können. Dazu war auf jeden der vier durchlaufenden Bewehrungsstäbe \varnothing 10 mm ein Dehnmeßstreifen (DMS) vor dem Betonieren aufgeklebt worden. Auf die GFK-Laschen wurden vor dem Kleben ebenfalls exakt über dem Riß beidseitig auf die Breitseiten DMS aufgeklebt. Diese Meßstellen wurden wie folgt durchnumeriert:

- Meßstelle Nr. 1 - 4 : Stahldehnungen \varnothing 10 mm,
- Meßstelle Nr. 5 + 7 : GFK-Laschen-Innenseiten,
- Meßstelle Nr. 6 + 8 : GFK-Laschen, Außenseiten.

Die Meßwerte wurden laststufenweise abgerufen und mit Hilfe eines Rechners auf Kassette gespeichert.

6.2.3 Rißbeobachtung

Auf jeder Laststufe wurden die Balken nach Rissen abgesehen. Anschließend wurden die Rißbreiten über der durchlaufenden Bewehrung gemessen. Die erste Messung nach dem Entstehen eines Risses wurde mit Hilfe einer Fernsehkamera mit Makroobjektiv auf einem Fernsehmonitor mit einer Ablesegenauigkeit von 0,02 mm durchgeführt. Danach wurden beiderseits des Risses Meßpunkte für einen mechanischen Setzdehnungsmesser (SDM) mit 5 cm Meßbasislänge aufgeklebt. Dadurch konnten die Rißbreitenänderungen im Zuge der weiteren Belastung mit einer Ablesegenauigkeit von 0,001 mm gemessen werden.

6.3 Belastungsablauf

Die Normalkraftbeanspruchung der Versuchskörper wurde grundsätzlich über den Kolbenweg des Belastungszyllinders geregelt. Jeder Versuch begann mit einer kontinuierlichen Laststeigerung von 26,7 kN je Minute, die durch eine Kolbengeschwindigkeit von 0,6 mm/min erzeugt wurde. Der Kolbenvorschub wurde beim Entstehen des zweiten Risses, welches an einem steilen Lastabfall zu erkennen war, angehalten. (Der erste Riß war in Balkenmitte durch das eingelegte Blech bereits vorhanden.) Diese Rißlast betrug beim Versuch BT 1: 76 kN und beim Versuch BT 2: 116 kN.

Nach dem Messen der Rißbreite wurde in gleicher Geschwindigkeit von Rißbildung zu Rißbildung weiter belastet, bis eine mittlere Dehnung von rund 0,6 mm/m erreicht war. Bei idealer Verformungssteuerung der Belastung würde jeder einzelne Trennriß durch einen schlagartigen Lastabfall gekennzeichnet sein. Die hier gewählte Steuerung des Kolbenweges war dafür zu träge. Deshalb waren zwischen den einzelnen Laststufen in der Regel mehrere Risse entstanden.

Die zu der Dehnung von 0,6 mm/m gehörige Zugkraft wurde dann als Oberlast einer dynamischen Belastung über 100.000 Lastwechsel eingestellt. Beim Versuch BT 1 wurde als Unterlast diejenige Last gewählt, die beim ersten Lastwechsel eine Dehnung von 0,2 mm/m, also ein Drittel der Dehnung bei Oberlast bewirkte. Daraus ergab sich eine Schwingbreite von 115 kN. Für den Versuch BT 2 wurde dieselbe Schwingbreite gewählt. Die Lastkenngrößen der Bauteilversuche sind in der Tabelle 6.1 zusammengestellt.

Versuch	Einheit	BT 1	BT 2
Laschenquerschnitt	mm ²	2 ≠ 10 x 100	2 ≠ 10 x 200
Verstärkungsgrad	-	1,06	2,12
Nennbruchlast ($\epsilon_m=5 \text{ ‰}$)	kN	482	832
Erstriblast	kN	76	117
Dehnsteifigkeit K_{Di}	kN	2250004	2250007
Oberlast	kN	132	170
Unterlast	kN	15	60
Ist-Bruchlast ($\epsilon_m=5 \text{ ‰}$)	kN	460	~ 800 <i>abgebrachen</i>

T a b e l l e 6.1: Kenndaten der Bauteilversuche

Die in der Tabelle angegebene Nennbruchlast Z_{uN} wird mit den Normfestigkeiten für den Betonstahl und mit den Elastizitätsmoduln der GFK-Laschen nach Herstellerangabe für eine Dehnung von 5 mm/m nach folgender Formel berechnet:

$$Z_{uN} = \beta_s A_s + 0,005 A_L E_L \quad \checkmark$$

Die Ist-Bruchlast wurde für die Dehnung von $\epsilon_m = 5 \text{ mm/m}$ aus den in den Versuchen aufgezeichneten Normalkraft-Dehnungslinien entnommen. Für den Versuch BT 2 mußte die Ist-Bruchlast extrapoliert werden.

Die ideale Dehnsteifigkeit wurde berechnet zu

$$K_{Di} = E_b A_b + (n_s - 1) A_s + n_L A_L$$

Nach der dynamischen Belastungsphase wurde die Normalkraft verformungsgesteuert in Stufen weiter gesteigert, bis der Endrißabstand erreicht und eine Mitwirkung des Betons auf Zug nicht mehr spürbar war. Die Zugfestigkeit der angeklebten GFK-Laschen konnte in diesem Versuchsaufbau nicht geprüft werden, da die Endverankerung zur Aufnahme der Bruchlast nicht ausreichte. Die Streckgrenze des Bewehrungsstahls war weit überschritten.

Die Herstellung der Versuchskörper, der Meßaufbau und der Belastungsablauf entsprach weitestgehend dem der früheren Forschungsarbeiten mit angeklebten Stahllaschen /6/.

6.4 Versuchsergebnisse

6.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Die gemessenen mittleren Dehnungen sind auf den Anlagen 6.4 und 6.5 in Abhängigkeit von der Normalkraft dargestellt. In diese Diagramme ist die Arbeitslinie der Bewehrung (4 ϕ 10 mm plus 2 GFK-Laschen) gestrichelt eingezeichnet. Wegen der bilinearen Idealisierung des σ - ϵ -Diagramms des Stahls besitzen diese Linien in Höhe der Stahlstreckgrenze einen Knick. Als E-Moduln wurden die gemessenen Werte zugrunde gelegt. Außerdem ist die Arbeitslinie der GFK-Laschen und des Bewehrungsstahls allein eingetragen. Auf der rechten Seite der Diagramme ist die Normalkraft auf den Gesamtbewehrungsquerschnitt bezogen dargestellt worden.

Der Verlauf der Normalkraft-Dehnungslinien ist bis zum Erreichen der Oberlast naturgetreu von den Versuchs-schrieben übernommen worden. Die anschließenden Lastwechsel sind weggelassen worden. Statt dessen sind die Dehnungen bei Oberlast vor und nach der dynamischen Belastung durch eine horizontale Linie verbunden worden. Diese Linie reicht fast bis an die Arbeitslinie der Bewehrung heran. Die Mitwirkung des Betons auf Zug ist also im Laufe der Lastwechsel fast ganz verloren gegangen.

Die anschließende Normalkraft-Dehnungslinie ist als äußere Umhüllende geglättet worden. In beiden Versuchen wird die (idealisierte) Arbeitslinie der Gesamtbewehrung (Stahl III K + GFG-Lasche) bald unterschritten. Dafür gibt es zwei Erklärungen:

1. Der kaltverformte Betonstahl BSt 420/500 RK besitzt keine ausgeprägte Streckgrenze und weicht deshalb bei Annäherung an die Streckgrenze von der linearen Annäherung nicht unerheblich ab.
2. Der hier angesetzte, von uns bestimmte E-Modul der GFK-Lasche war ca. 10% größer als der vom Hersteller angegebene Wert. Nach diesen Versuchsergebnissen dürfte der mittlere E-Modul doch wohl höchstens dem Herstellerwert entsprechen.

Die Rißbildung war bei den Bauteilversuchen bei rund 3 mm/m Dehnung abgeschlossen. Der enge Rißabstand ließ danach eine spürbare Mitwirkung des Betons auf Zug nicht mehr zu. Die Normalkraft-Dehnungslinie schmiegte sich daher an die Arbeitslinie der Bewehrung an. Da das GFK-Material im Gegensatz zu Betonstahl keine Streckgrenze besitzt, steigt die Normalkraft mit der Dehnung linear bis zum Bruch der Laschen an, sofern die Endverankerung der Laschen zur Aufnahme von deren hohen Bruchlasten ausreicht.

In dieser Beziehung verhalten sich somit die mit GFK-Laschen verstärkten Betonzugglieder grundsätzlich anders als mit Stahl bewehrter Beton.

Die Zwischenent- und -belastungslinien verlaufen annähernd parallel zur Arbeitslinie der Stahl/GFK-Bewehrung im Anfangsbereich. Die bleibenden Verformungen nehmen mit dem Verstärkungsgrad ab.

Die Veränderung der mittleren Dehnung während der dynamischen Belastungsphase ist auf den Anlagen 6.6 und 6.7 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die Ober- und Unterlast dargestellt. Beim Versuch BT 1 zeigt sich dort vom 10.000. bis 100.000. Lastwechsel eine deutliche Dehnungszunahme. Diese ist vermutlich auf eine Störung der Belastungssteuerung zurückzuführen. Beim Anstarten der über Servoventile geregelten Lastdynamik ist es nämlich versehentlich zu einem stoßartigen Anfahren der Oberlast gekommen. Dabei geriet der Versuchskörper in sichtbare Querschwingungen.

Beim Versuch BT 2 zeigt sich hingegen auf Anlage 6.7 in logarithmischer Darstellung eine angenähert lineare, nur geringfügige Dehnungszunahme. Daraus ist zu schließen, daß die Verformungsgeschwindigkeit mit steigender Lastspielzahl abnimmt.

6.4.2 Dehnsteifigkeit

Die Dehnsteifigkeit beträgt

$$\begin{aligned} \text{im Zustand I : } K_{Di} &= E_b A_b + (n_s - 1) A_s + n_L A_L, \\ \text{im Zustand II : } K_D &= N : \epsilon_m. \end{aligned}$$

Der Abfall der Dehnsteifigkeit durch Ribbildung wird durch das Verhältnis

$$k_D = K_D : K_{Di}$$

ausgedrückt. Nach Rostásy und Alda /14/ kann das Verhältnis k_D für Rundstahlbewehrung mit folgendem Ansatz

berechnet werden:

$$k_D = \frac{n \mu}{2(1+n\mu)} \left(1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2\beta z}{\epsilon_m E_S \mu} \right)^2 (1 + n\mu)} \right)$$

Trägt man die so berechneten k_D -Werte als Funktion der mittleren Dehnung ϵ_m auf, ergibt sich eine hyperbelförmige Kurve. Wie in /5/ gezeigt wurde, liegen die Versuchswerte für Zugglieder mit aufgeklebten Stahllaschen meist etwas unterhalb jener Hyperbel, die sich ergibt, wenn die Stahllaschen als Rundstäbe gleichen Querschnitts angesetzt werden. Das bedeutet, daß die Dehnsteifigkeit dort mit der Rißbildung etwas schneller abnimmt als bei reiner Rippenstahlbewehrung.

Auf Anlage 6.8 sind die gemessenen k_D -Werte für die beiden Bauteilversuche und für einen Versuch aus /5/ als Funktion der mittleren Dehnung ϵ_m dargestellt. Während sich die k_D -Werte des ~~stahllaschen~~^{stahllaschen}verstärkten Versuchskörpers erwartungsgemäß für wachsende Dehnungen asymptotisch Null nähern, ergeben sich für die Bauteilversuche mit GFK-Laschen Grenzwerte, die größer als Null sind und vom Laschenbewehrungsgrad abhängen.

In das Bild auf Anlage 6.8 sind für die Dehnung $\epsilon_m = 2 \text{ mm/m}$ die zugehörigen k_D -Werte nach der Formel in /14/ eingezeichnet. Für die Versuche BT 1 und BT 2 wurden für die Rechnung die GFK-Laschen durch Rundstäbe ersetzt, deren Querschnitt im Verhältnis von E_L zu E_S gegenüber dem Laschenquerschnitt vermindert wurde. Die so berechneten k_D -Werte stimmen genau mit den Versuchswerten überein.

6.4.3 Rißbildung

Die maximale Rißbreite wurde bei beiden Versuchen erwartungsgemäß an dem vorgekerbten Riß in der Versuchskörpermitte gemessen. Auf Anlage 6.9 ist die Zunahme der maximalen Rißbreite in Abhängigkeit von der Belastung dargestellt.

Die maximale Rißbreite bei einer mittleren Dehnung von 0,6 mm/m betrug vor der dynamischen Belastungsphase 0,25 mm (BT 1) bzw. 0,28 mm (BT 2). Der Versuch BT 2 entsprach hinsichtlich dem Verstärkungsgrad dem Versuch HV 1 aus /5/ und die gemessenen Rißbreiten sind einander ähnlich.

Die maximale Rißbreite beim Versuch BT 1, der hinsichtlich der Laschenbreite dem Versuch HV 1 entsprach, war bis zum Erreichen der Streckgrenze des Stabstahls rund 0,05 mm größer als beim Versuch BT 2. Nach dem Erreichen der Streckgrenze nahm die maximale Rißbreite überproportional zu.

Bei der mittleren Rißbreite wirkte sich der höhere Verstärkungsgrad des Versuchs BT 2 bei höheren Lasten weit oberhalb der Oberlast aus, wie Anlage 6.10 veranschaulicht. Die mittlere Rißbreite betrug etwas weniger als 50% der maximalen Rißbreite.

Logarithmische Darstellungen der Rißbreitenzunahme während der dynamischen Belastung lassen nur eine geringe Geschwindigkeit bei der Rißbreitenzunahme erkennen (s. Anlagen 6.11 und 6.12).

Der Rißabstand ist auf Anlage 6.13 in Abhängigkeit von der Belastung dargestellt. Man erkennt, daß der Endrißabstand praktisch mit Ende der Schwellastphase erreicht war. Bei den symmetrisch mit Stahllaschen verstärkten Versuchskörpern wurde der Endrißabstand hingegen erst bei höheren Beanspruchungsgraden erreicht /5/.

Das Diagramm auf Anlage 6.14 zeigt für alle bisher durchgeführten Bauteilversuche die Endrißabstände a_{me} in Abhängigkeit von der Bewehrungsgeometrie. Bei Rundstahlbewehrung hängt der Endrißabstand nach Falkner /15/ vom Verhältnis Stabdurchmesser zu Bewehrungsgrad d_s/μ_s ab.

Für Beton B 25 gilt nach /15/

$$a_{me} = 4,5 + 0,125 d_s/\mu_s.$$

Die hieraus zu erhaltene Gerade ist in das Diagramm eingezeichnet. In /5/ wurde gezeigt, daß für laschenverstärkte Stahlbetonzugglieder das Verhältnis d_s/μ_s durch das Verhältnis

$$\frac{4 (A_L + A_S)}{(\mu_s + \mu_L) (U_s + b_L)}$$

ersetzt werden kann.

Für die Darstellung auf Anlage 6.14 wurde für die Versuche BT 1 und BT 2 mit GFK-Laschen der GFK-Laschenquerschnitt A_L im Verhältnis der E-Moduln E_{GFK}/E_s abgemindert, die Laschenbreite b_L jedoch beibehalten. Auf diese Weise kann gezeigt werden, wie die GFK-Laschen den Endrißabstand im Vergleich zu Stahllaschen gleicher Dehnsteifigkeit beeinflussen. Man erkennt, daß mit diesem Ansatz die GFK-Laschen mit Stahllaschen vergleichbar sind. Zur Erzielung eines gleichgroßen Endrißabstands braucht bei GFK-Laschen jedoch nur ein halb so großer Verstärkungsgrad gewählt zu werden.

Anlage 6.15 zeigt den Versuchskörper zum Versuchsende nach dem Entfernen der Laschen. Die Risse sind mit einem Filzstift nachgezogen worden.

6.4.4 Stahl- und Laschendehnungen im Riß

Die in dem vorgekerbten Riß gemessenen Stahl- und Laschendehnungen geben Aufschluß über die Lastanteile der Laschen und der Stäbe. Gleichgroße Dehnungen können nur erwartet werden, wenn der Verbund gleiche Verschiebungseigenschaften besitzt und unter der Annahme der Gültigkeit des De St. Venantschen Prinzips vom Ebenbleiben der Querschnitte. Unter diesen Annahmen erfolgt eine Kraftaufteilung im Verhältnis der Dehnsteifigkeiten von Stabstahl und GFK-Laschen, so daß gilt:

$$Z = \varepsilon_R (E_L A_L + E_S A_S).$$

Die im Riß gemessenen Dehnungen sind auf den Anlagen 6.16 und 6.17 in Abhängigkeit von der Last aufgetragen. Man erkennt zunächst - beim Versuch BT 2 auf Anlage 6.17 besonders deutlich, daß die Dehnungen auf der dem Beton zugewandten Laschenseite, also an der Klebschicht, größer sind als auf der anderen Laschenseite. Dieser Dehnungsunterschied hängt kaum von der Beanspruchung ab.

Unterhalb der Streckgrenze der Bewehrungsstäbe sind Stahldehnung und Laschenklebschichtdehnung gleich groß. Mit fortschreitender Plastifizierung des Stahls nehmen auch dessen Dehnungen sehr viel schneller zu als die der GFK-Lasche. Der Verbundquerschnitt bleibt offenbar nicht eben. Von daher ist ein eindeutiger Rückschluß aus den gemessenen Dehnungen auf die Verbundeigenschaften nicht möglich.

Während der Schwellastphase nahmen die Laschen- und die Stahldehnungen annähernd im gleichen Maße zu, wie die Anlagen 6.18 und 6.19 veranschaulichen. Wegen der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln bedeutet dies, daß eine Kraftumlagerung von den Laschen zum Stahl stattfand. In dieser Beziehung verhielten sich die GFK-Laschen anders (ungünstiger) als die Stahllaschen nach /5/.

6.4.5 Wirkungsgrad der Laschenverstärkung

Bei der Sanierung gerissener Koppelbereiche von Spannbetonbrücken durch aufgeklebte Stahllaschen sollen u.a. die Koppelanker entlastet werden. Bei der Bemessung der Laschen ist es daher wichtig zu wissen, ob die angeklebten Laschen im Stande sind, die ihrem Querschnitt unter Berücksichtigung ihrer Spannungs-Dehnungslinie entsprechenden Kraftanteile zu übernehmen. Der Wirkungsgrad der Laschenverstärkung wurde daher in /5/ dann zu 100% definiert, wenn die Laschen im Riß diesen rechnerischen Kraftanteil anhand der gemessenen Dehnungen tatsächlich besitzen.

Auf Anlage 6.20 sind die rechnerischen Laschenkräfte in Abhängigkeit von der Gesamtkraft (dünne Linie) und die aus den gemessenen und gemittelten Dehnungen ermittelten Laschenkräfte (dicke Linie) dargestellt. Die rechnerischen Linien sind nach dem Fließbeginn der Rundstäbe gekrümmt. Beim Versuch BT 1 war der Wirkungsgrad im überwiegenden Beanspruchungsbereich größer als 100%. Nach Abschluß der Schwellastphase ergaben sich folgende Wirkungsgrade W:

Versuch BT 1 : $W = 111\%$

Versuch BT 2 : $W = 96\%$.

Außerdem zeigt die Darstellung auf Anlage 6.20, daß die Laschenzugkraft nur deutlich unterproportional mit dem Verstärkungsgrad ansteigt. Die Ausnutzbarkeit des Laschenquerschnitts nimmt mit dem Verstärkungsgrad und mit steigender Beanspruchung ab.

6.5 Bewertung der Versuchsergebnisse der Bauteilversuche

Die Bauteilversuche haben gezeigt, daß sich in dem im Bauwesen üblichen Dehnungsbereich von zentrischen Zwangsbeanspruchungen die GFK-Laschen hinsichtlich Kraft- und Verformungsverhalten wie Stahllaschen mit gleicher Dehnsteifigkeit verhalten. Hinsichtlich einer angestrebten Beschränkung der Rißbreite scheinen jedoch kleinere Verstärkungsgrade als bei Stahllaschen auszureichen. Hohe Verstärkungsgrade werden zunehmend unwirtschaftlich. Die hohen Zugfestigkeiten des GFK-Materials können nicht ausgenutzt werden.

7. Zusammenfassung

In der vorliegenden Forschungsarbeit wurden sowohl die Verbundeigenschaften von Verklebungen zwischen verschiedenartigen, glasfaserverstärkten Kunststoffen und Beton als auch die Verformungseigenschaften und die Rißbildung von derartig verstärkten Betonzuggliedern untersucht. Zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetontraggliedern haben sich werksmäßig hergestellte Flachprofile als besonders geeignet erwiesen. Sie sind leicht zu handhaben, benötigen weder Vorbehandlung noch Korrosionsschutz; ihre Klebungen erreichen eine höhere Verbundfestigkeit als die von Stahllaschen. Die Verformungen in der Klebschicht sind jedoch erheblich größer als bei Stahllaschen.

Die Langzeitfestigkeit des Klebverbundes zwischen GFK-Profilen und Beton scheint auch unter dem Einfluß von hoher Luftfeuchtigkeit besser zu sein als bei Stahllaschen. Adhäsionsversagen ist in keinem Versuch eingetreten, auch nicht in feuchter Wärme (40/99). Hierzu sind weitere Versuche erforderlich.

Die Bauteilversuche haben gezeigt, daß Stahlbetonzugglieder auch durch aufgeklebte GFK-Laschen verstärkt werden können. Hinsichtlich des Riß- und Verformungsverhaltens verhalten sich die angeklebten GFK-Laschen wie angeklebte Stahllaschen mit gleicher Dehnsteifigkeit. Verstärkungsgrade von $\eta = 2$ sind mit GFK-Laschen gut zu realisieren. Für ein günstiges Rißverhalten scheinen bei GFK-Laschen geringere Verstärkungsgrade erforderlich zu sein als bei Stahllaschen.

-
- /1/ LADNER, MARC; WEDER, CHRISTIAN
LANGZEITVERSUCHE AN STAHLBETONBALKEN MIT GEKLEBTER
BEWEHRUNG
IN:FESTSCHRIFT 100 JAHRE EMPA,DUEBENDORF 1980, S.44-51

 - /2/ LLOYD, G.O. ; CALDER, A.J.J.
THE MICROSTRUCTURE OF EPOXY BONDED STEEL-TO-CONCRETE JOINTS
TRRL.CROWTHORNE BERKSHIRE:TRRL 1982,SUP.REP.705

 - /3/ ROSTASY, FERDINAND S; RANISCH, ERNST-H.
EINFLUSS VON TEMPERATUREN BIS 60 GRAD C UND HOHER
LUFTFEUCHTIGKEIT AUF DAS DAUERVERHALTEN VON
TRAGENDEN VERKLEBUNGEN VON BETON UND STAHL
FORSCHUNGSARBEIT LAND NIEDERSACHSEN, ERL.-NR.13/80
ABSCHLUSSBERICHT: 1988

 - /4/ RANISCH, ERNST-H.
ZUR TRAGFAEHIGKEIT VON VERKLEBUNGEN ZWISCHEN BETONSTAHL UND
BETON - GEKLEBTE BEWEHRUNG -
(DISS. TU - BRAUNSCHWEIG 1982)

 - /5/ ROSTASY, FERDINAND S; RANISCH, ERNST-H. ; ALDA, WILLI
NACHTRAEGLICHE VERSTAERKUNG VON SPANNBETONBRUECKEN IM
KOPPELFUGENBEREICH DURCH ANGEKLEBTE STAHLGLASCHEN
IN:FORSCHUNG - STRASSENBAU UND STRASSENVERKEHRSTECHNIK
HEFT 326, BONN : BMV 1982

 - /6/ ROSTASY, FERDINAND S; RANISCH, ERNST-H.
EINSEITIGE VERSTAERKUNG GERISSENER KOPPELFUGENBEREICHE
DURCH ANGEKLEBTE STAHLGLASCHEN.
IN: FORSCHUNG - STRASSENBAU UND STRASSENVERKEHRSTECHNIK,
HEFT 378, BONN : BMV 1983.

 - /7/ ROSTASY, FERDINAND S; RANISCH, ERNST-H.
NACHTRAEGLICHE VERSTAERKUNG VON STAHLBETONPLATTEN
DURCH ANKLEBEN VON BEWEHRUNG
TU-BRAUNSCHWEIG,INST.F.BAUSTOFFE,MASSIVBAU U.BRANDSCHUTZ /
LAND NIEDERSACHSEN - BRAUNSCHWEIG : FORSCHUNGSBERICHT 1983

 - /8/ RICHTLINIE
ANWENDUNG VON REAKTIONSHARZEN IM BETONBAU
TEIL 2:UNTERGRUND
FASSUNG MAI 1977
HERAUSG.: DEUT. BET. VEREIN
IN: BETONWERK+FERTIGTEILTECHNIK 1977

- /9/ TAUSKY, ROBERT
SCHUBFESTE KLEBEVERBINDUNG ZWISCHEN STAHLPLATTEN UND STAHL-
BETONBAUTEILEN
ING-BUERO TAUSKY / INST.F.BAUTECHNIK-BERLIN,1979,NR.Z-26.1-1
- /10/ RICHTLINIE
RICHTLINIE FUR DIE PRUEFUNG VON BAUKLERN UND MOERTEL AUF
BASIS VON ARALDIT-EPOXIDHARZEN
CIBA - GEIGY - BASEL , 1981 , PUBL.NR.24648/D
- /11/ ROSTASY, FERDINAND S; RANISCH, ERNST-H.
SPAETSCHAEDE AN SPANNBETONBAUTEILEN
- PROPHYLAXE, FRUEHERKENNUNG, BEHEBUNG -
HIER: KONSTRUKTIVE VERSTAERKUNG DURCH ANGEKLEBTE STAHLNAGELN
TU BRAUNSCHWEIG, INSTITUT FUR BAUSTOFFE, MASSIVBAU
UND BRANDSCHUTZ, SCHLUSSBERICHT ZUM BMFT-FORSCHUNGS-AUFTRAG
BAU 7006, BRAUNSCHWEIG/MUENCHEN 1983.
- /12/ SELDEN, PETER H.
GLASFASERVERSTAERKTE KUNSTSTOFFE
SPRINGER VERLAG 1967
- /13/ KEPP, BERNHARD
ZUM TRAGVERHALTEN VON VERANKERUNGEN FUER HOCHFESTE STAEBE
AUS GLASFASERVERBUNDWERKSTOFF ALS BEWEHRUNG IM SPANNBETONBAU
DISS. TU BRAUNSCHWEIG 1984
- /14/ ROSTASY, FERDINAND S; ALDA, WILLI
RISSBREITENBESCHRANKUNG BEI ZENTRISCHEM ZWANG VON STABEN
AUS STAHLBETON UND STAHLLEICHTBETON
IN:BETON-UND STAHLBETONBAU 6/1977 , S.149-156
- /15/ FALKNER, HORST
ZUR FRAGE DER RISSBILDUNG DURCH EIGEN- UND ZWANGSSPANNUNGEN
INFOLGE TEMPERATUR IN STAHLBETONTEILEN
HEFT 208 - BERLIN : DAFSTB, 1969

Verzeichnis der Anlagen

- 3.1 Eigenschaften von Beton und Betonstahl
- 3.2 Eigenschaften von Klebstoff und Laminierharz
- 3.3 Eigenschaften der GFK-Laschen
- 3.4 Spannungs-Dehnungslinien

- 4.1 Doppellaschenkörper
- 4.2 Glasnähgewirke und Glasroving
- 4.3 Aufkleben der Laschen und Bruchflächen
- 4.4 Bruchbilder vom Doppellaschenkörper
- 4.5 - 4.11
Verschiebungen der Laschen gegenüber dem Beton in Abhängigkeit von der Last
- 4.12 Verschiebungen in Abhängigkeit von der Lastspielzahl
- 4.13- 4.14
Vergleich der Bruchlasten nach Theorie und Versuch

- 5.1 Versuchsaufbau für Langzeitversuche
- 5.2 - 5.3
Durchbiegungslinien im Kurzzeitversuch
- 5.4 Durchbiegungslinien nach Langzeitbeanspruchung
- 5.5 Bruchflächen bei Langzeitbeanspruchung

- 6.1 - 6.3
Versuchskörper für Bauteilversuche
- 6.4 - 6.5
Normalkraft-Dehnungslinien
- 6.6 - 6.7
Dehnungen während der Schwellastphase
- 6.8 Bezogene Dehnsteifigkeit
- 6.9 Maximale Rißbreite
- 6.10 Mittlere Rißbreite
- 6.11 - 6.12
Rißbreiten in der Schwellastphase
- 6.13 Rißabstand
- 6.14 Endrißabstand
- 6.15 Rißbilder
- 6.16 - 6.19
Stahl- und GFK-Dehnungen im Riß

Zusammensetzung und Eigenschaften des Betons B 25

Zement PZ 35 F "Teutonia"	250 kg/m ³
Wasser	238 kg/m ³
Sand 0/2	34 %
Kies 2/8	26 %
Kies 8/16	40 %
Frischbetonrohdichte	2405 kg/m ³
Wassercementwert	0,95
Ausbreitmaß	40 cm
Verdichtungsmaß	1,06
Druckfestigkeit u.M. β_{W28}	34 N/mm ²

Festigkeitseigenschaften des Betonstahls III K

Nenn Durchmesser	Ist-Querschnitt	Streckgrenze	Zugfestigkeit
mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²
8	50	436	486
10	79	418	510
14	156	415	505

Eigenschaften des Klebstoffs u. des Laminierharzes

	Klebstoff	Harz BY 165
	XB 3074	Härter HY 2992
Viskosität n.DIN 53 019	65 Pas	400 mPas *)
Topfzeit n /8/ n. DIN 53 445		15 min. *)
Glasübergangstemperatur	60°/80°C *)	-
Füllstoffgehalt	49 M.-% *)	0
Druckfestigkeit DIN 1164	73 N/mm ²	95 N/mm ² **)
Biegezugfestigkeit DIN 1164	22 N/mm ²	30 N/mm ² **)
Scherfestigkeit n./9/		
an UP-Lasche, d = 10 mm	10,3 N/mm ²	-
an EP-Lasche, d = 5 mm	7,5 N/mm ²	-
an EP-Lasche, d = 15 mm	12,4 N/mm ²	-
Haftfestigkeit auf feuchtem Beton n./10/	-	4,2 N/mm ² ***)

*) nach Angabe des Herstellers

**) Füllgraf 1:3,5, nach Angabe des Herstellers

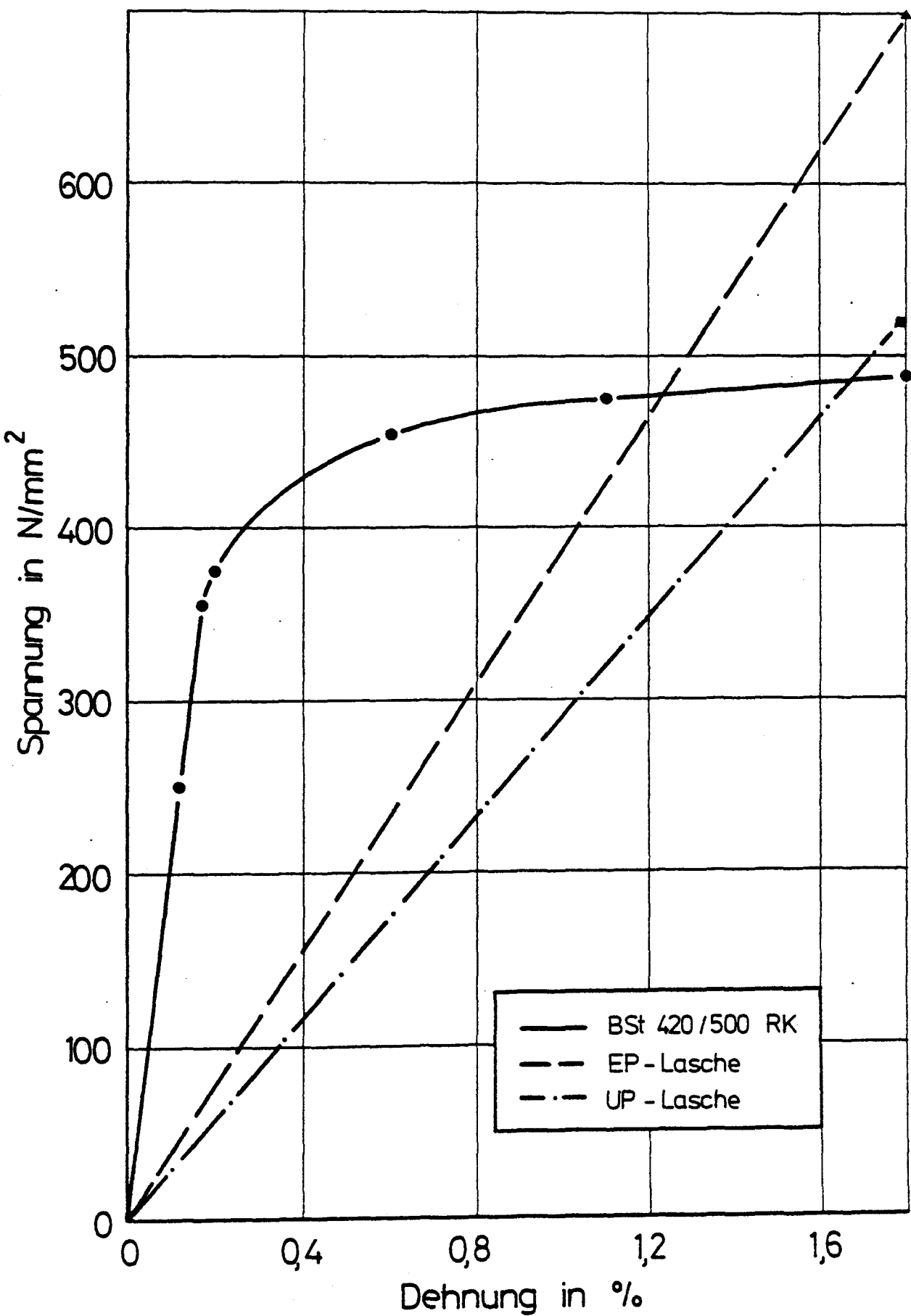
***) Füllgraf 1:2, nach Angabe des Herstellers

Eigenschaften der GFK-Laschen

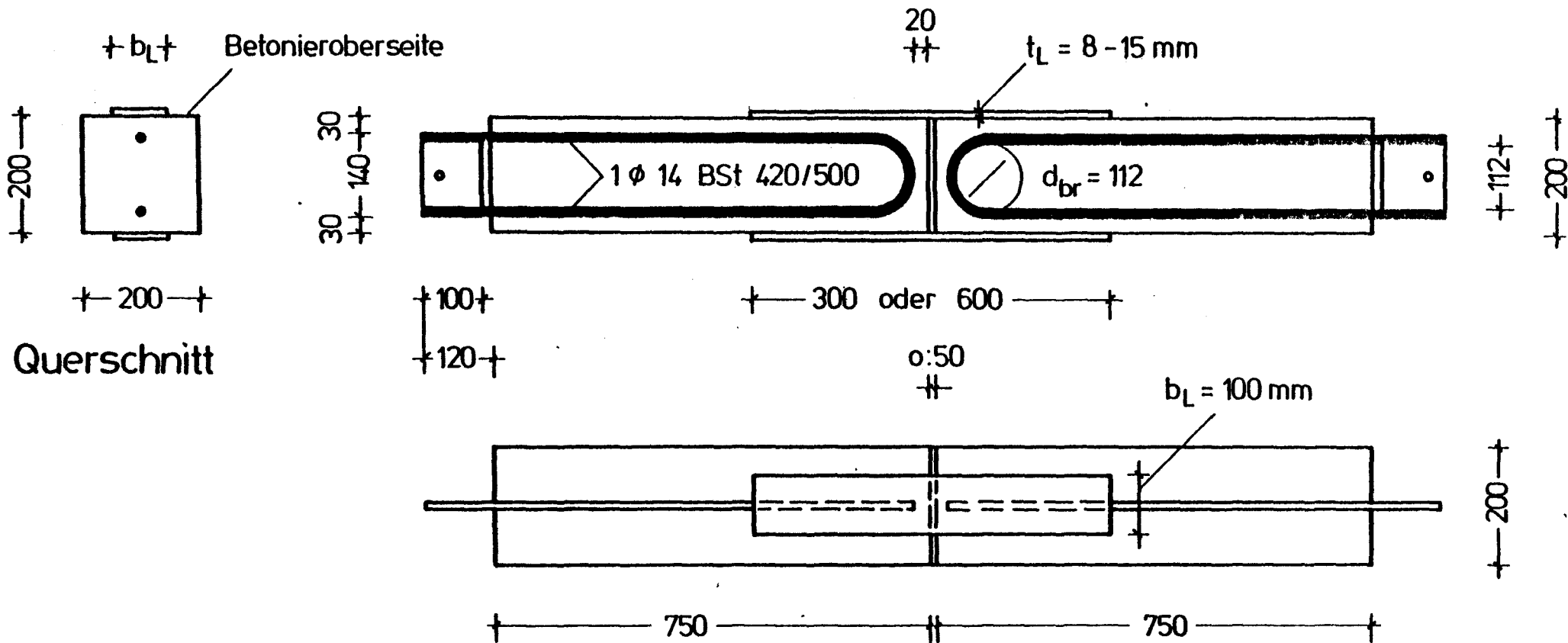
	Einheit	Roving-Lasche	Uni-Lasche	Stab-Lasche	UP-Lasche	EP-Lasche
Abmessungen	mm ²	~ 100 x 8	~ 100 x 9	~ 100 x 9	100 x 10	100 x 10
Glasfasern	-	Roving-Gewebe	Nähgewirke (unidirektional)	HLV-Stäbe	Spinnroving (unidirekt.)	Roving-Gewebe (95% unidirekt.)
Glasgehalt in Längsrichtung	Vol-%	12,5	22	33 ²⁾	⁵⁵ 41,8 ²⁾	50,5 ²⁾ ≤ 70 Gew-%
Herstellung	-	Handlaminiert	Handlaminiert	stranggepreßt UP/EP ¹⁾	stranggepr.	gepreßt
Laminierharz	-	EP	EP		UP	EP
Zugfestigkeit (DIN 53 455)	MPa	-	-	-	520 ²⁾	700 ²⁾
Theoretische Bruchlast	kN	220	436	653	920	1110
E-Modul DIN 53 452	GPa	-	-	-	27,0 ²⁾	35,0 ²⁾
E-Modul aus Dehnsteifigkeit	GPa	15	25,6	33,0	29,0	38,6

1) 11 mit UP-Harz stranggepreßte Stäbe mit 7 mm Durchmesser sind in der Lasche in Epoxidharzklebstoff eingebettet

2) nach Angabe des Herstellers



Spannungs-Dehnungslinien von Betonstahl ϕ 10 mm und GFK-Laschen 10 x 100 mm²



Doppellaschen-Versuchskörper

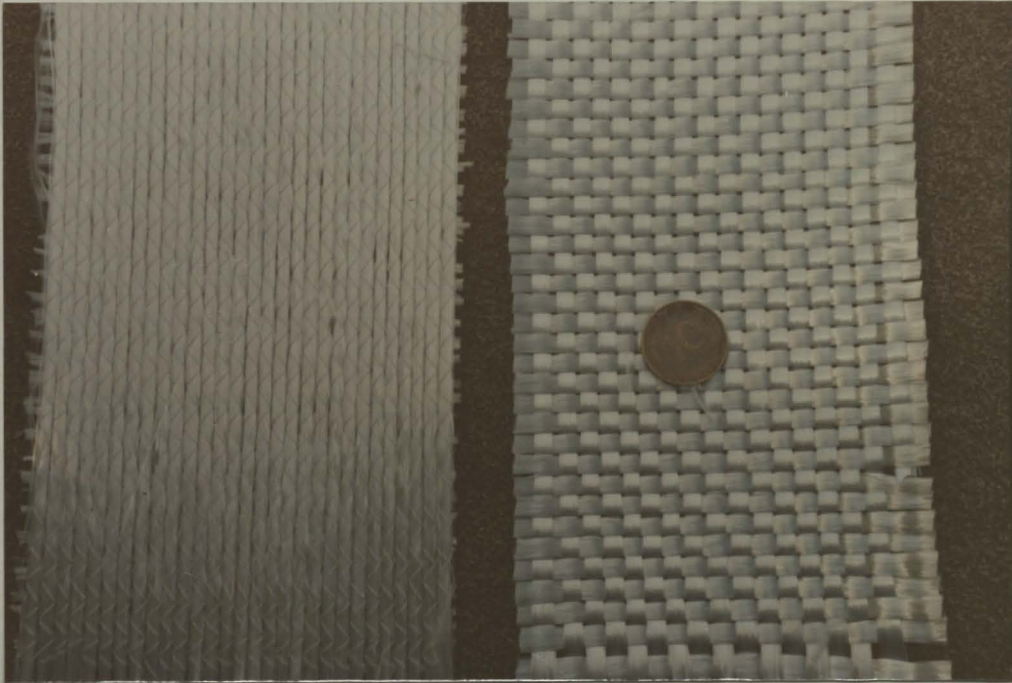


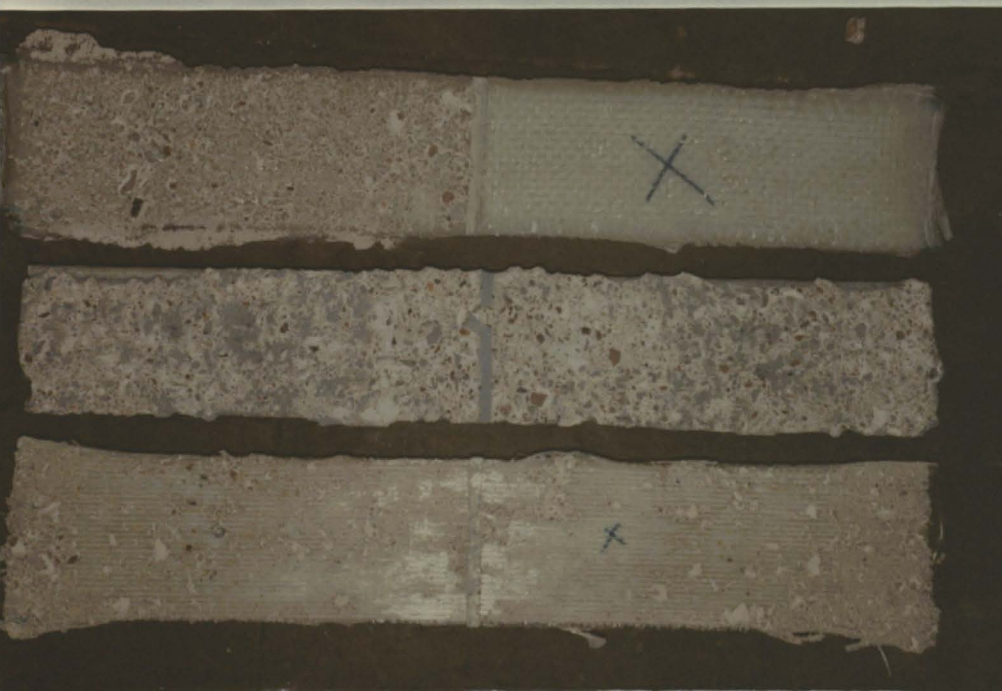
Photo 1 : Glas-Nähgewirke (links)
Glas-Roving (rechts)



Photo 2 : Handlaminiertes Glas-Roving-Gewebe
auf Doppellaschenkörper Nr. 10



Photo 3 : Montage der EP-Laschen
am Doppellaschenkörper



Roving-Lasche

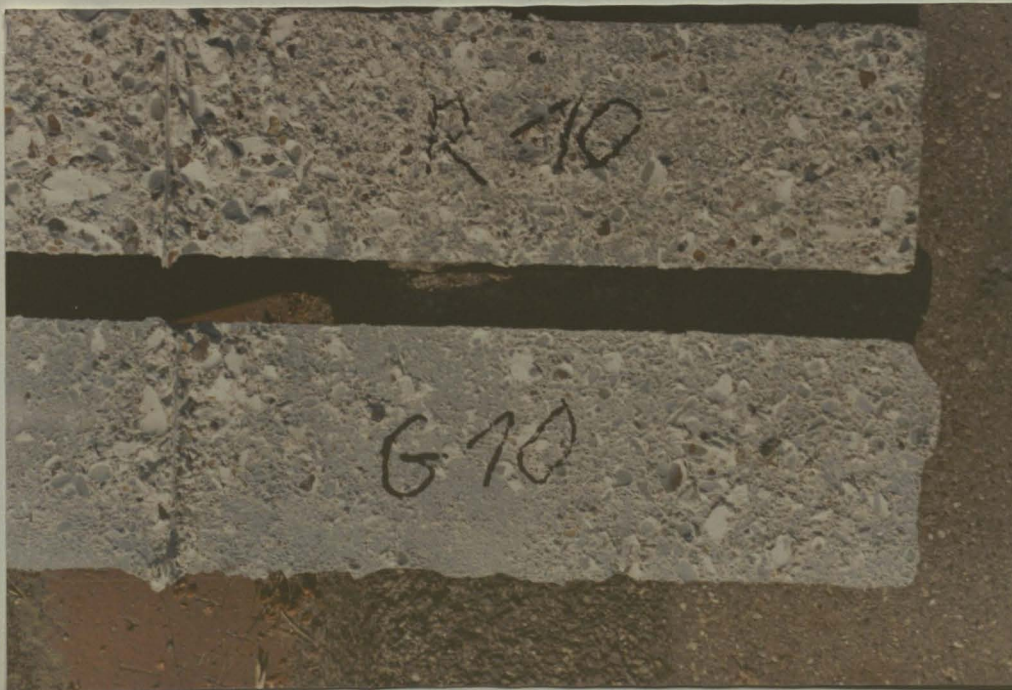
Stab-Lasche

Uni-Lasche

Photo 4 : Laschenunterseiten nach dem Bruch



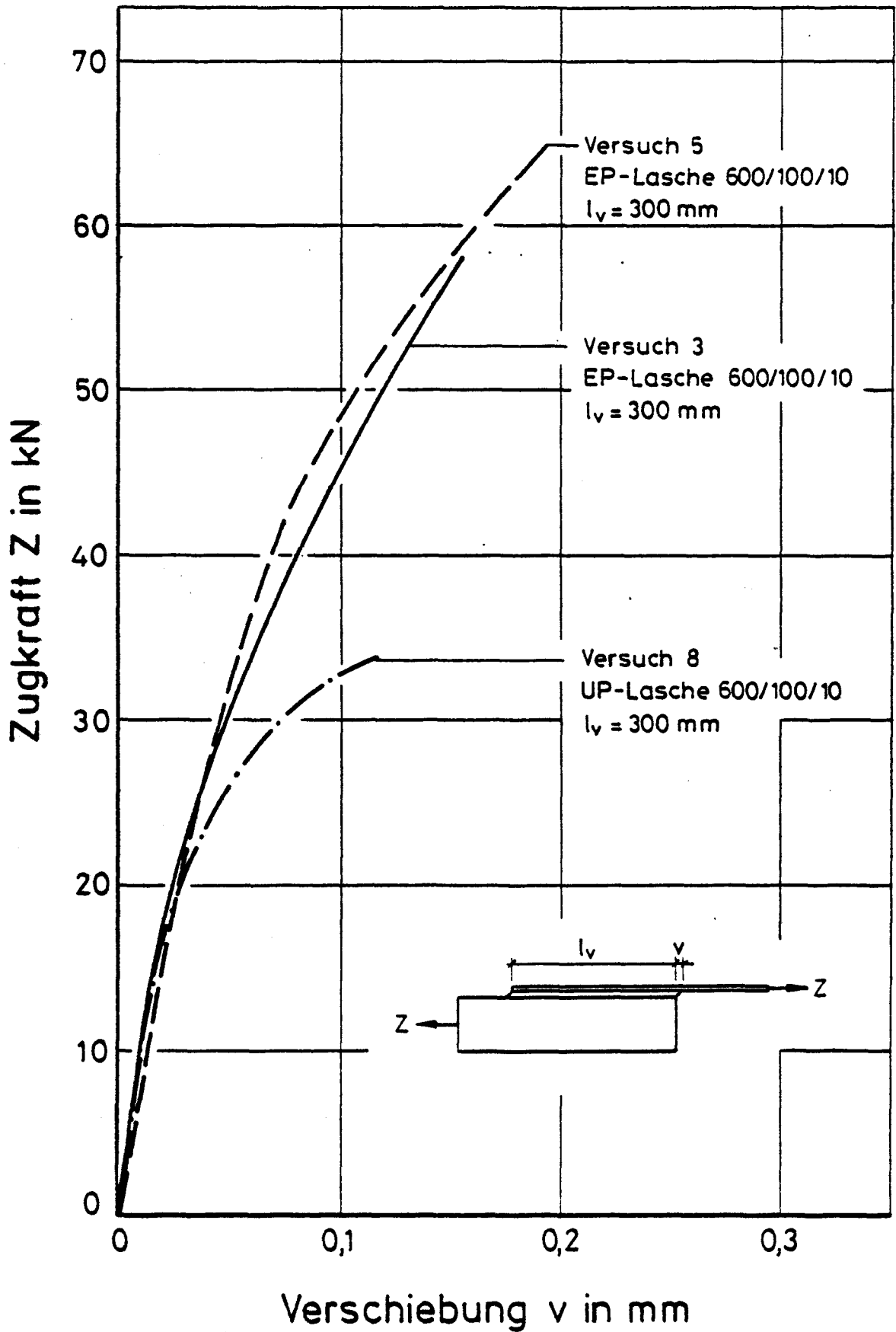
Photo 5 : Bruchkeilbildung am Doppellaschenkörper mit EP-Laschen



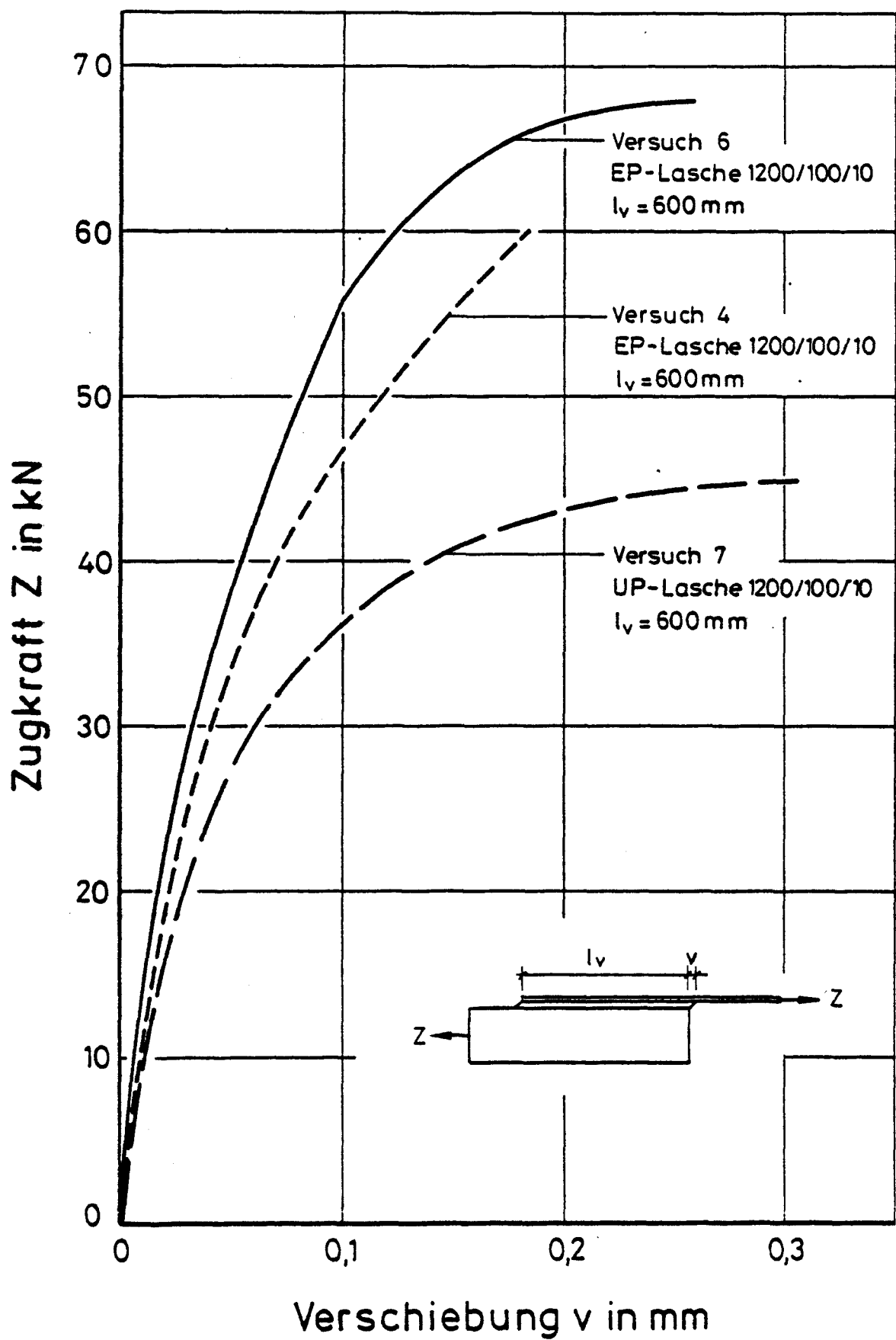
EP-Lasche

UP-Lasche

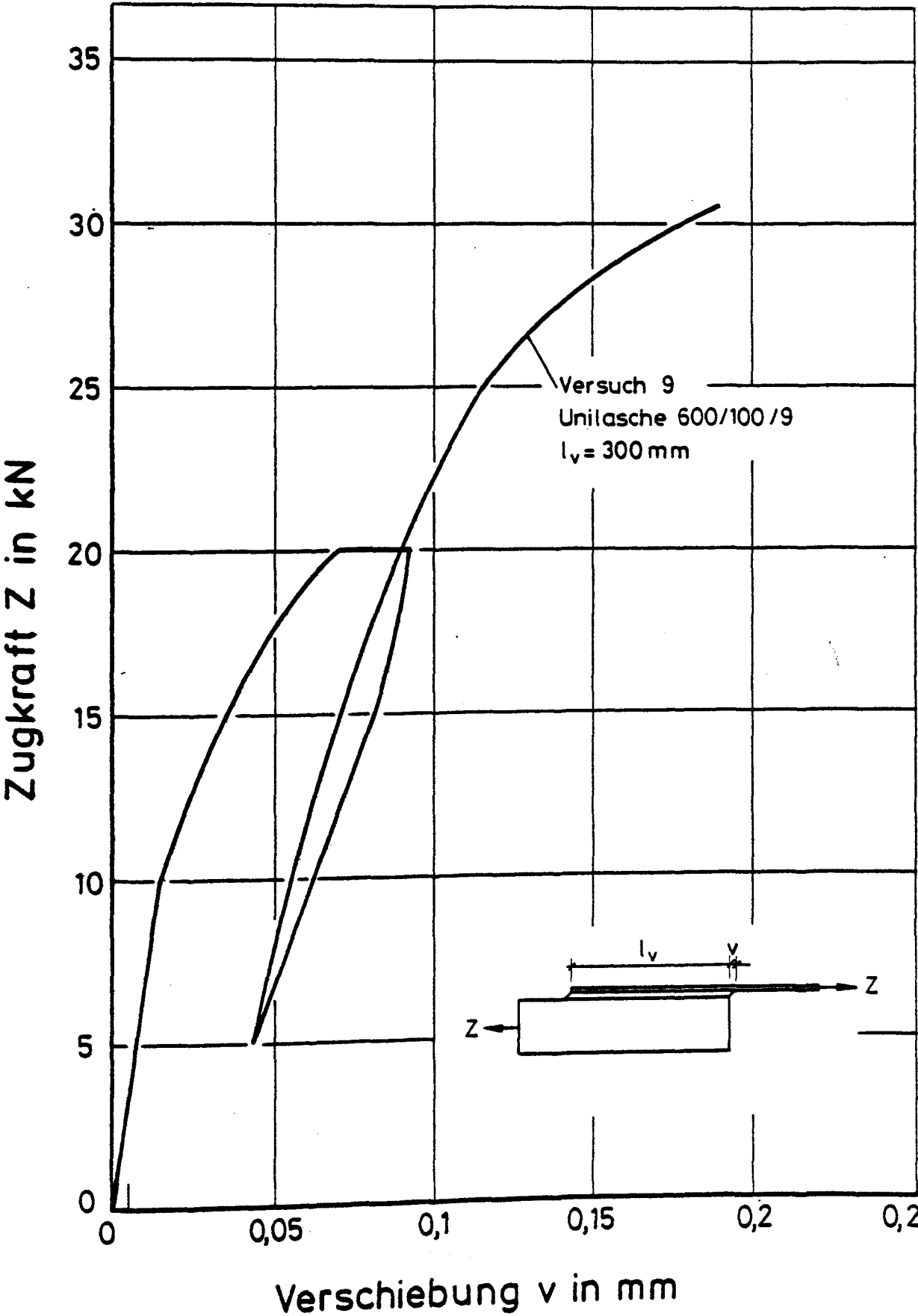
Photo 6 : Laschenunterseiten nach dem Bruch



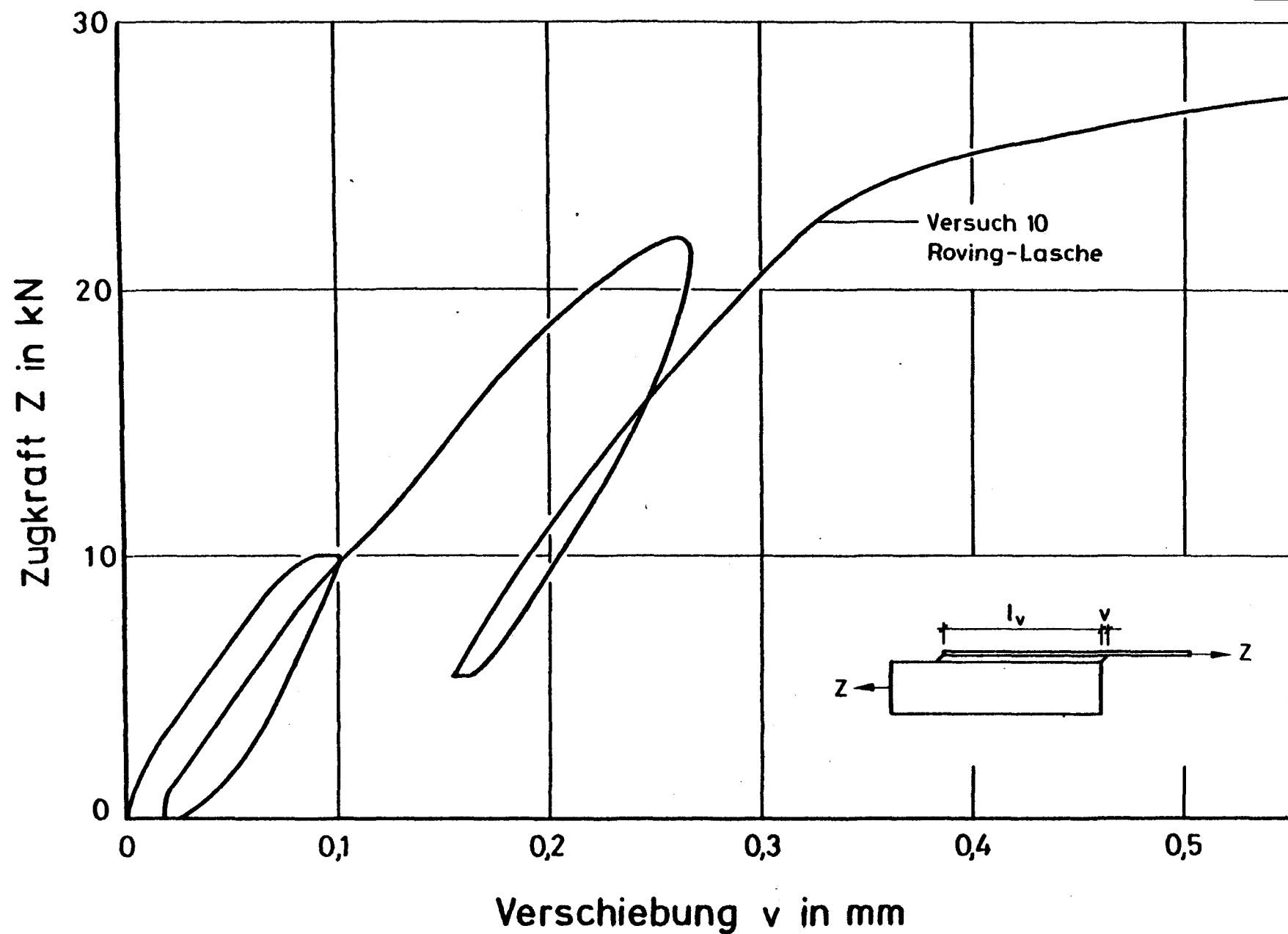
Zugkraft-Verschiebungs-Linien bei EP- und UP-Laschen mit 30 cm Verbundlänge



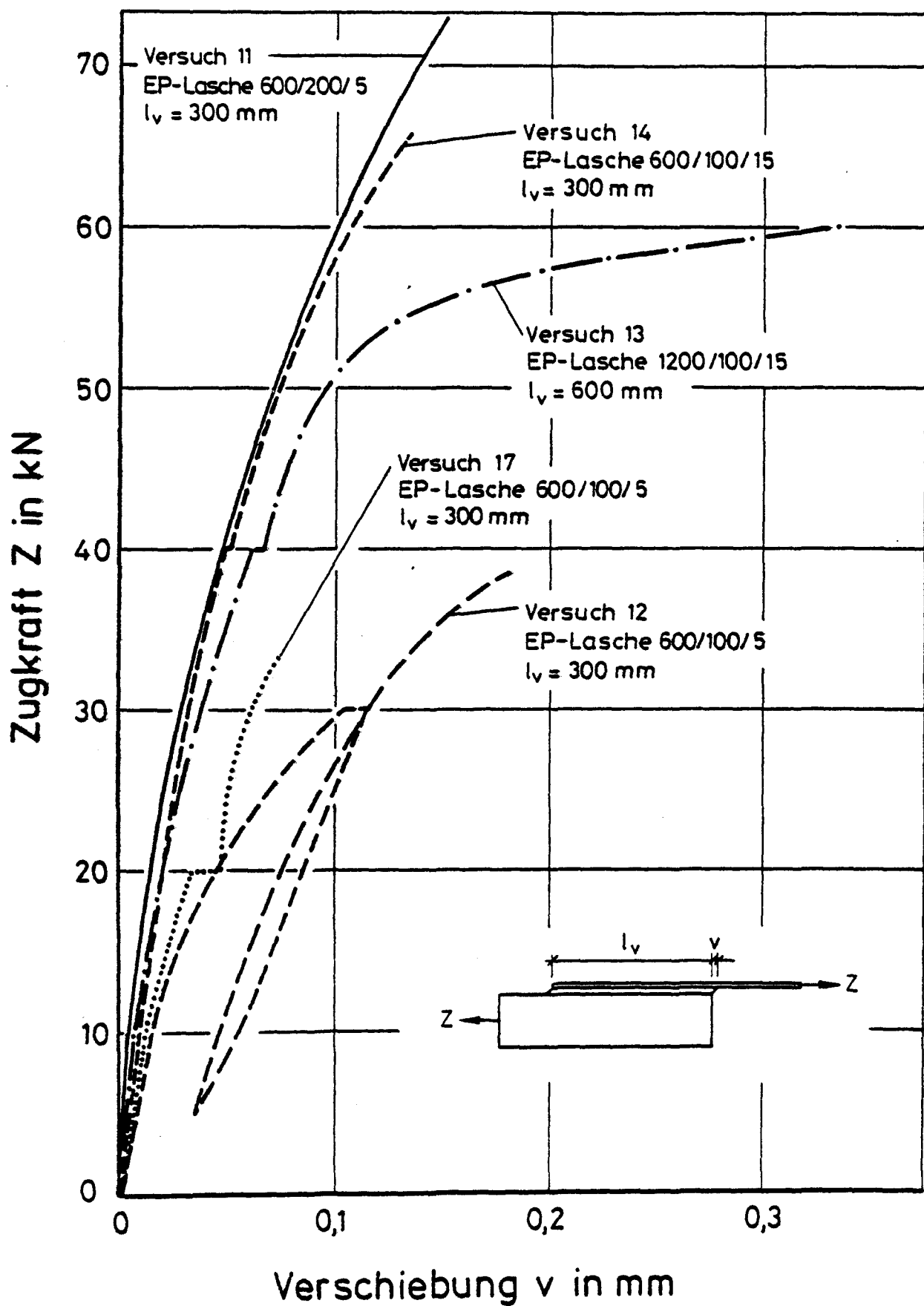
Zugkraft-Verschiebungs-Linien bei EP- und UP-Laschen mit 60 cm Verbundlänge

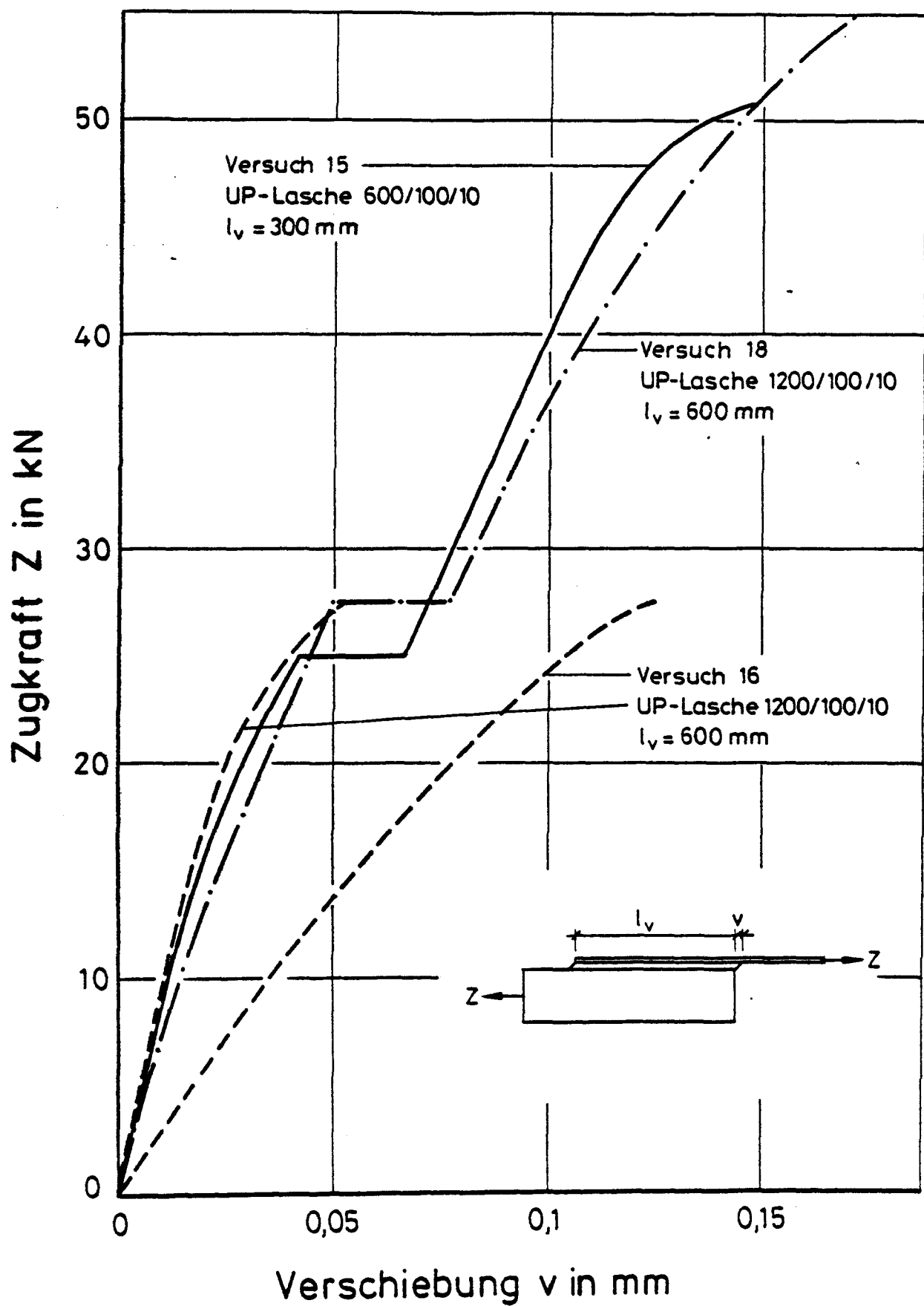


Zugkraft-Verschiebungs-Linie der Uni-Lasche

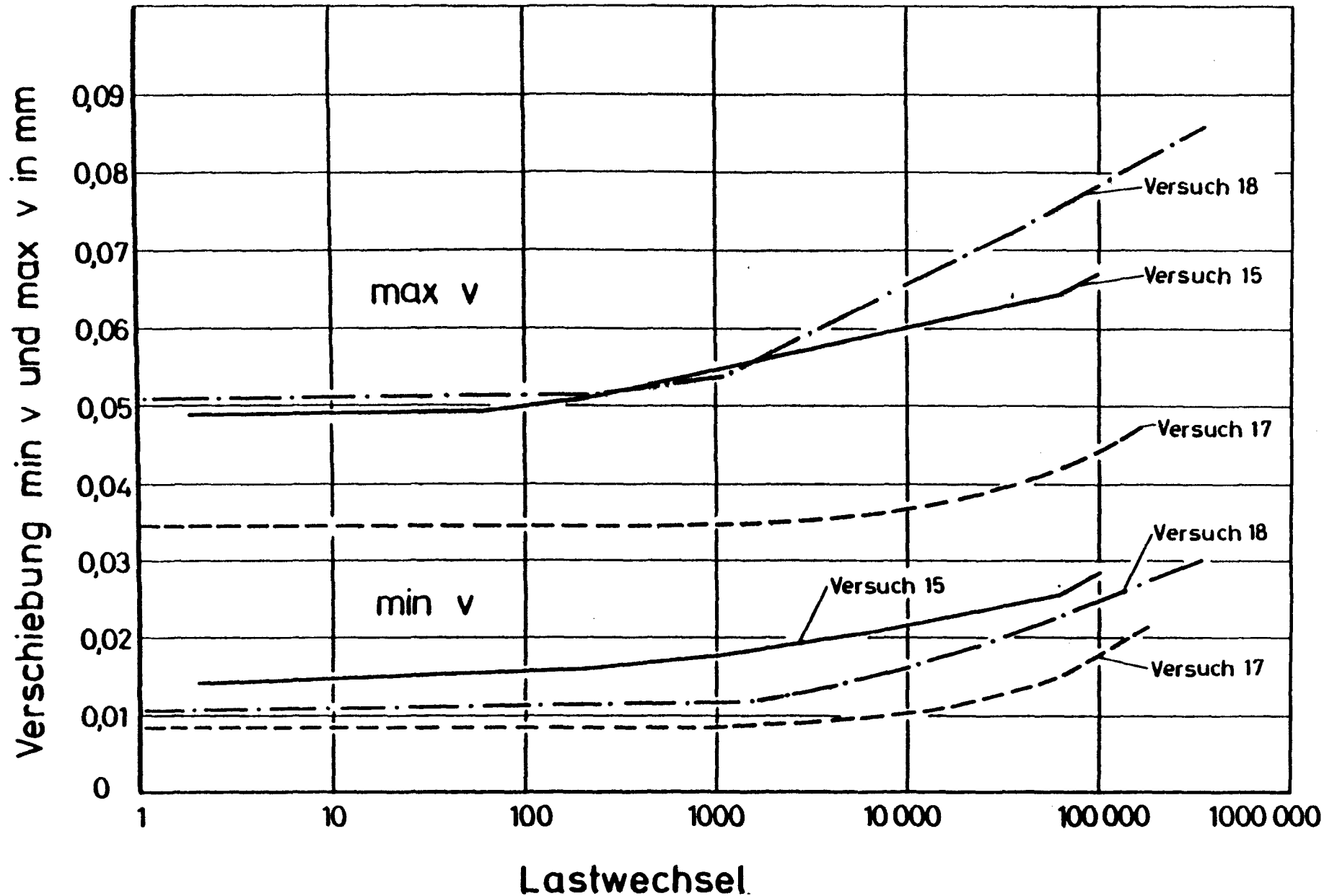


Zugkraft-Verschiebungs-Linie der Roving-Lasche





Zugkraft-Verschiebungs-Linien von EP-Laschen



Verschiebungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

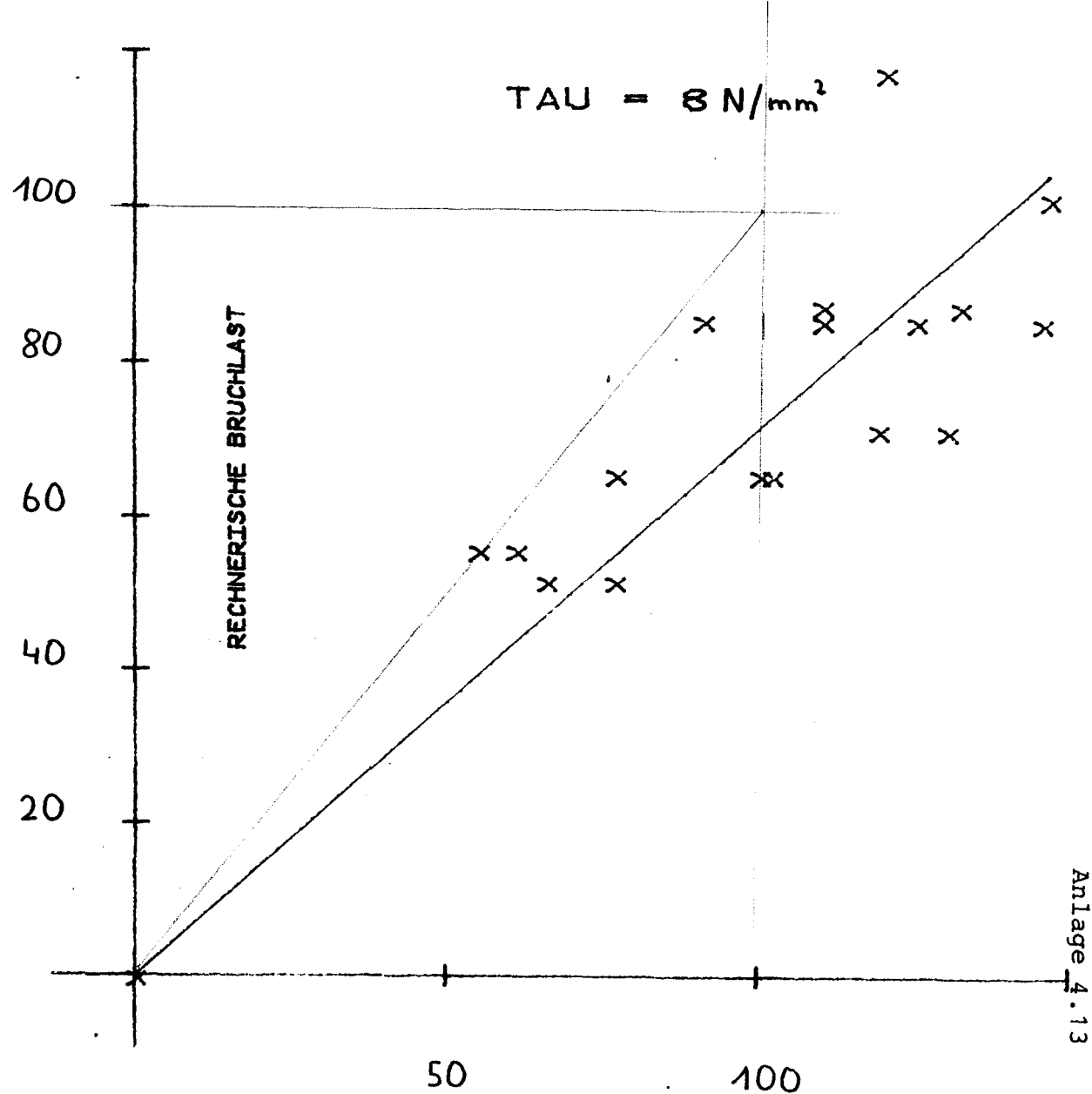
$$Y = A \cdot X$$

$$A = 0.717492984097$$

$$R\text{-SQUARE} = 0.701564960643$$

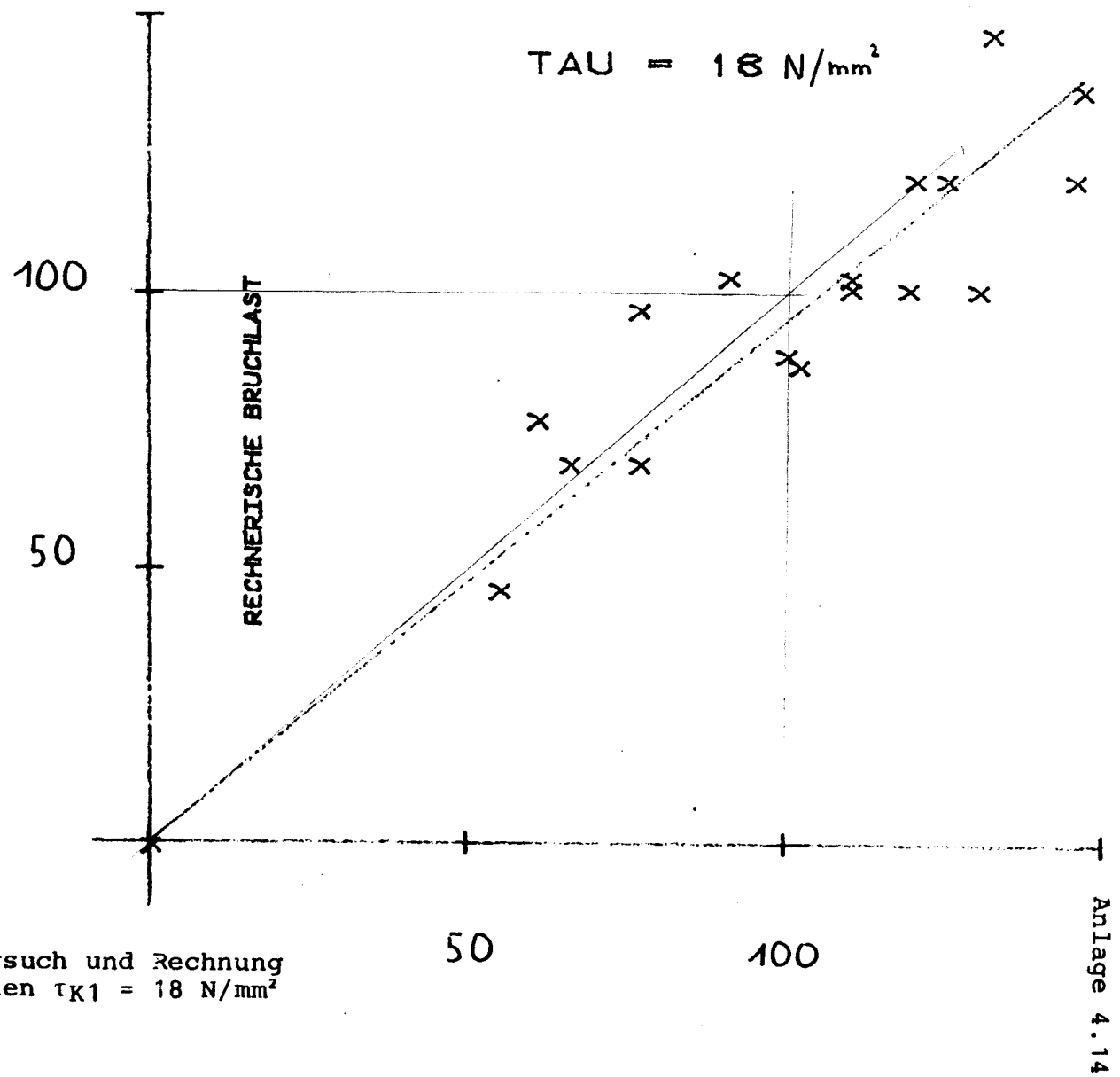
$$\text{RES ERROR} = 203.60313377$$

$$\text{MAX(ABS(RESIDUAL))} = 31.9008419083$$

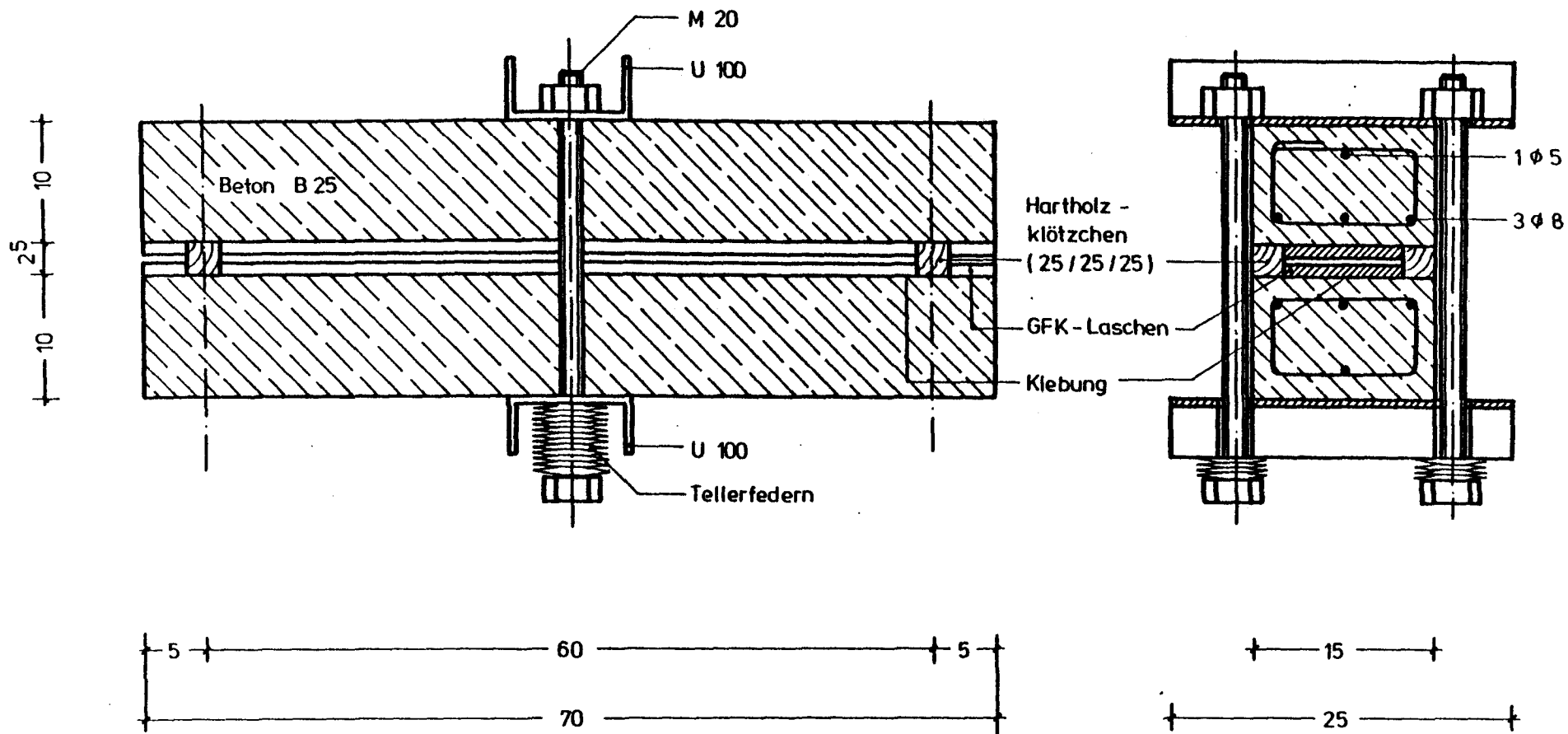


Vergleich der Bruchlasten von Versuch und Rechnung
 $\tau_{K1} = 8 \text{ N/mm}^2, \alpha = 1,27 \cdot 10^{-4}$

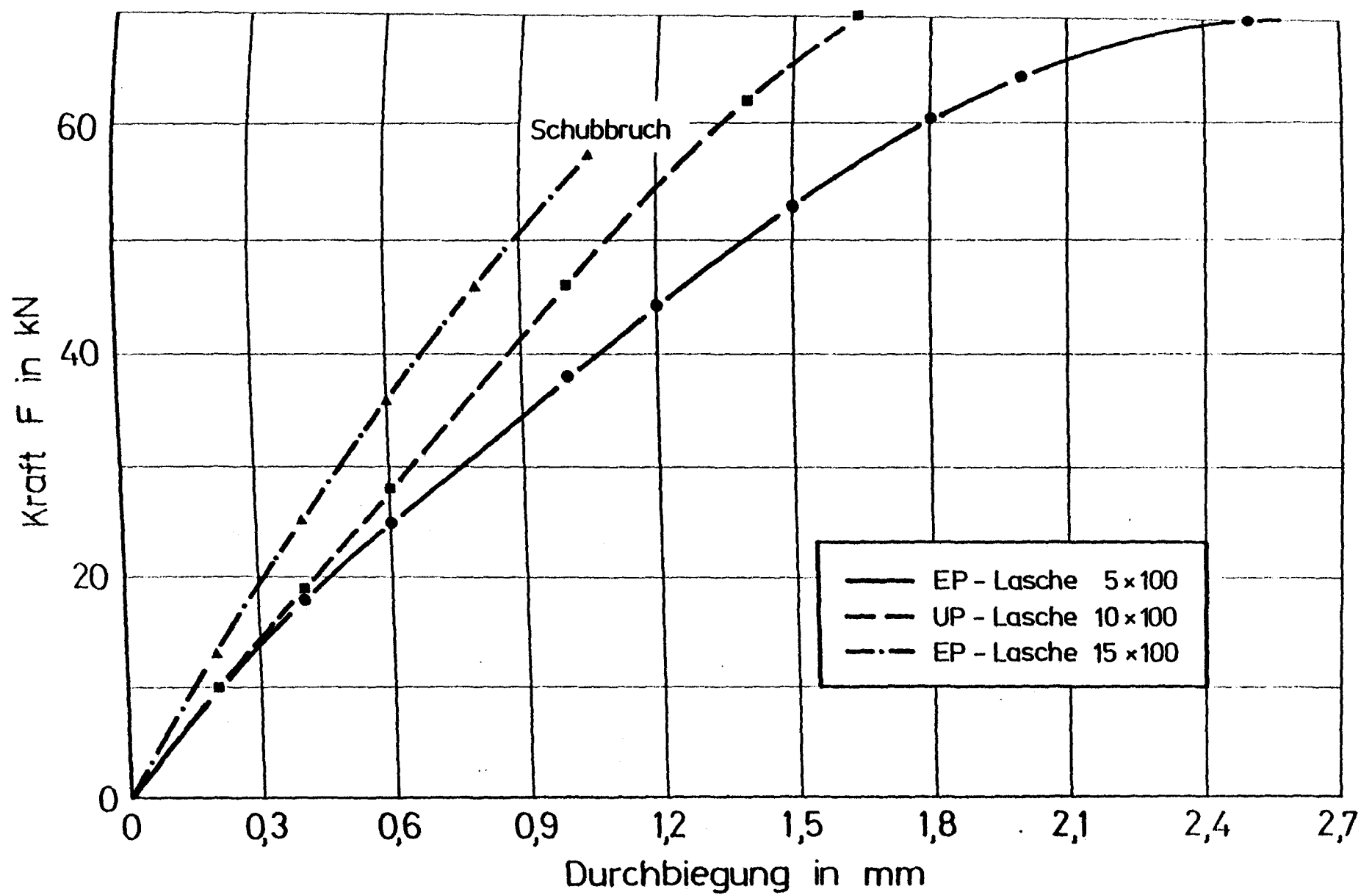
$Y = A \cdot X$
 $A =$
 0.954066173161
 $R-SQUARE =$
 0.653565711536
 $RES\ ERROR$
 163.999242166
 $MAX(ABS(RESIDUAL))$
 24.5309040051



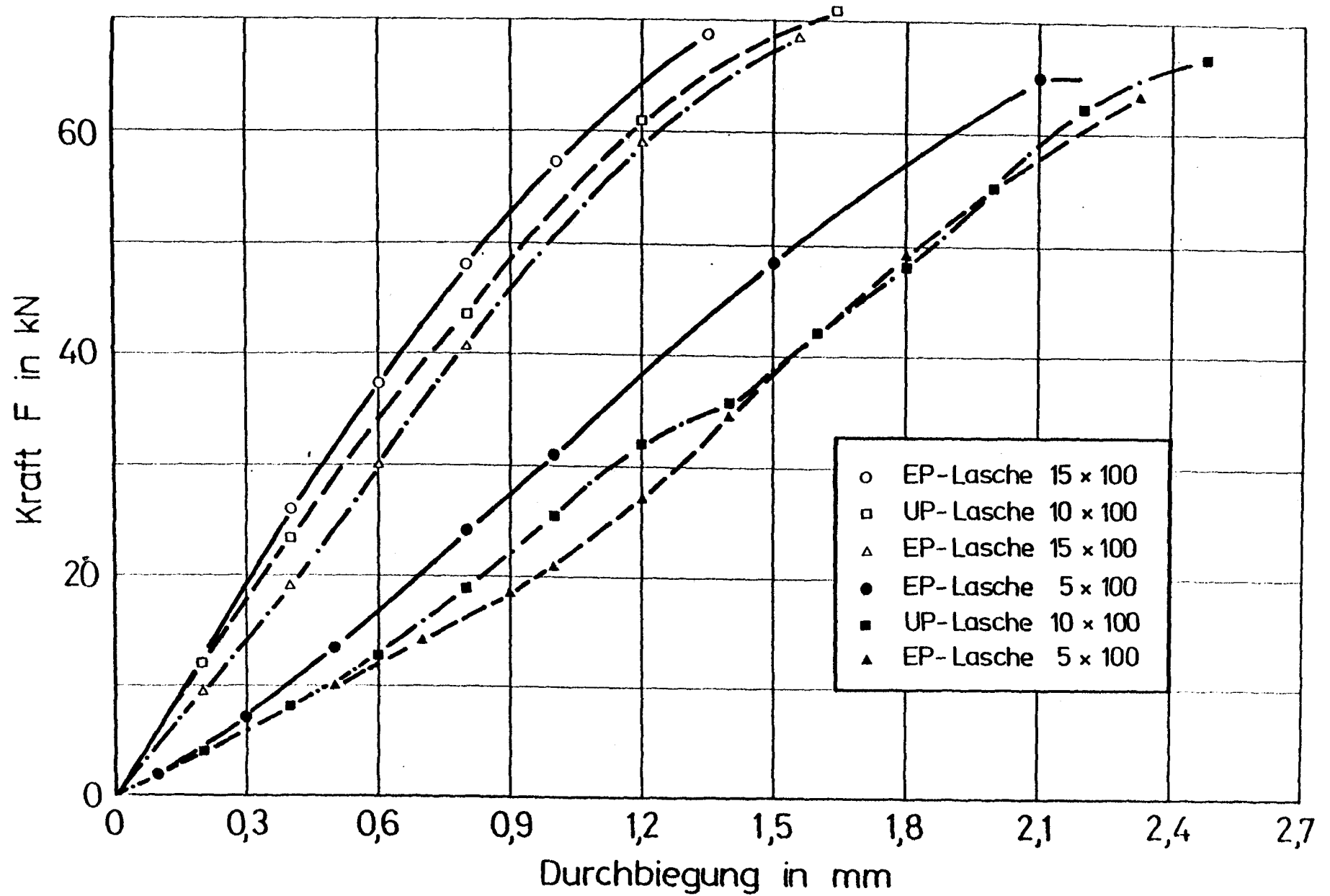
Vergleich der Bruchlasten von Versuch und Rechnung
 mit verbesserten Baustoffkennwerten $\tau_{K1} = 18 \text{ N/mm}^2$
 und $\alpha = 0,8 \cdot 10^{-4}$



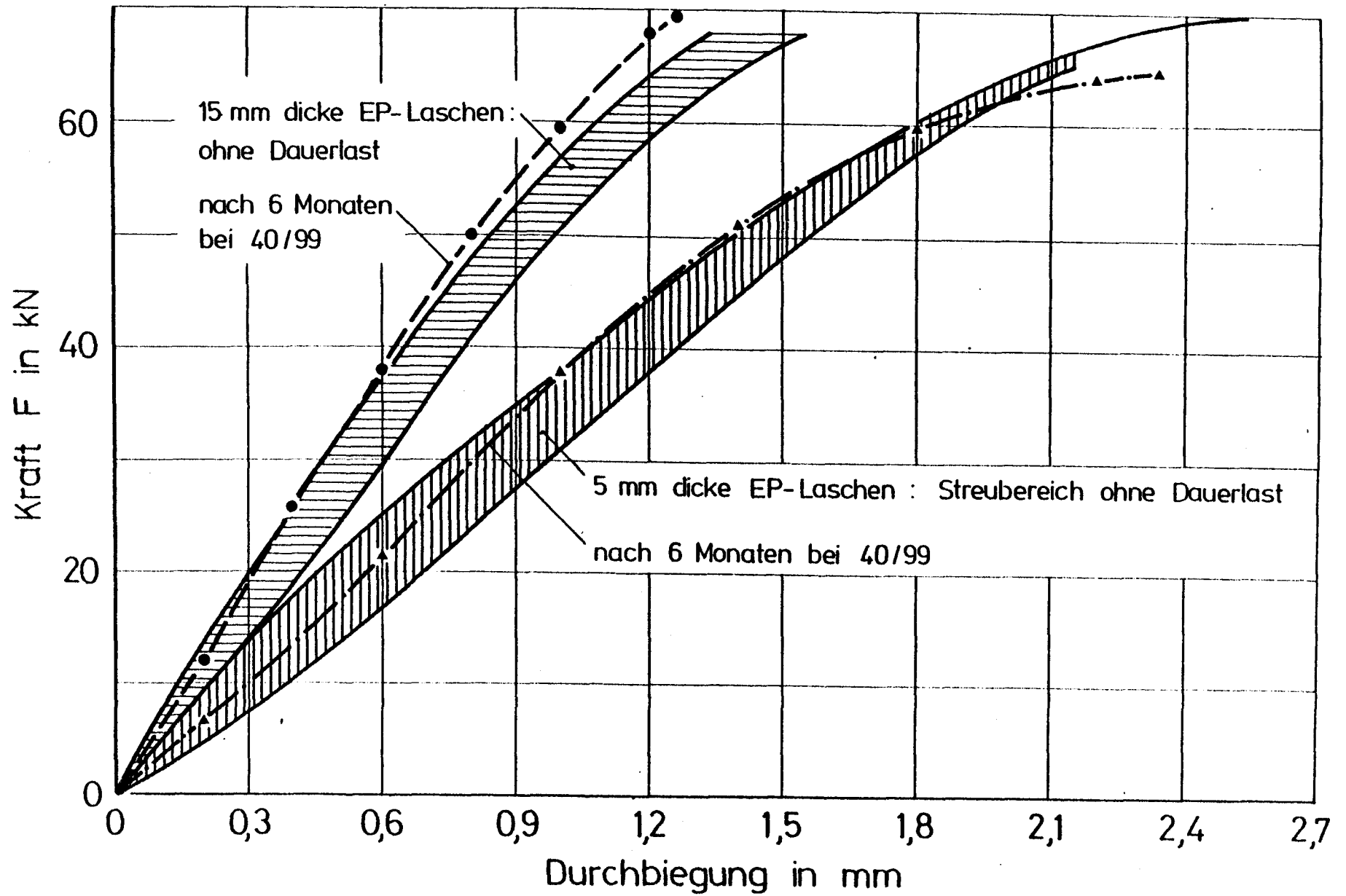
Versuchsaufbau für Langzeitversuche



Kraft-Durchbiegungslinien von 5, 10 und 15 mm dicken Profillaschen



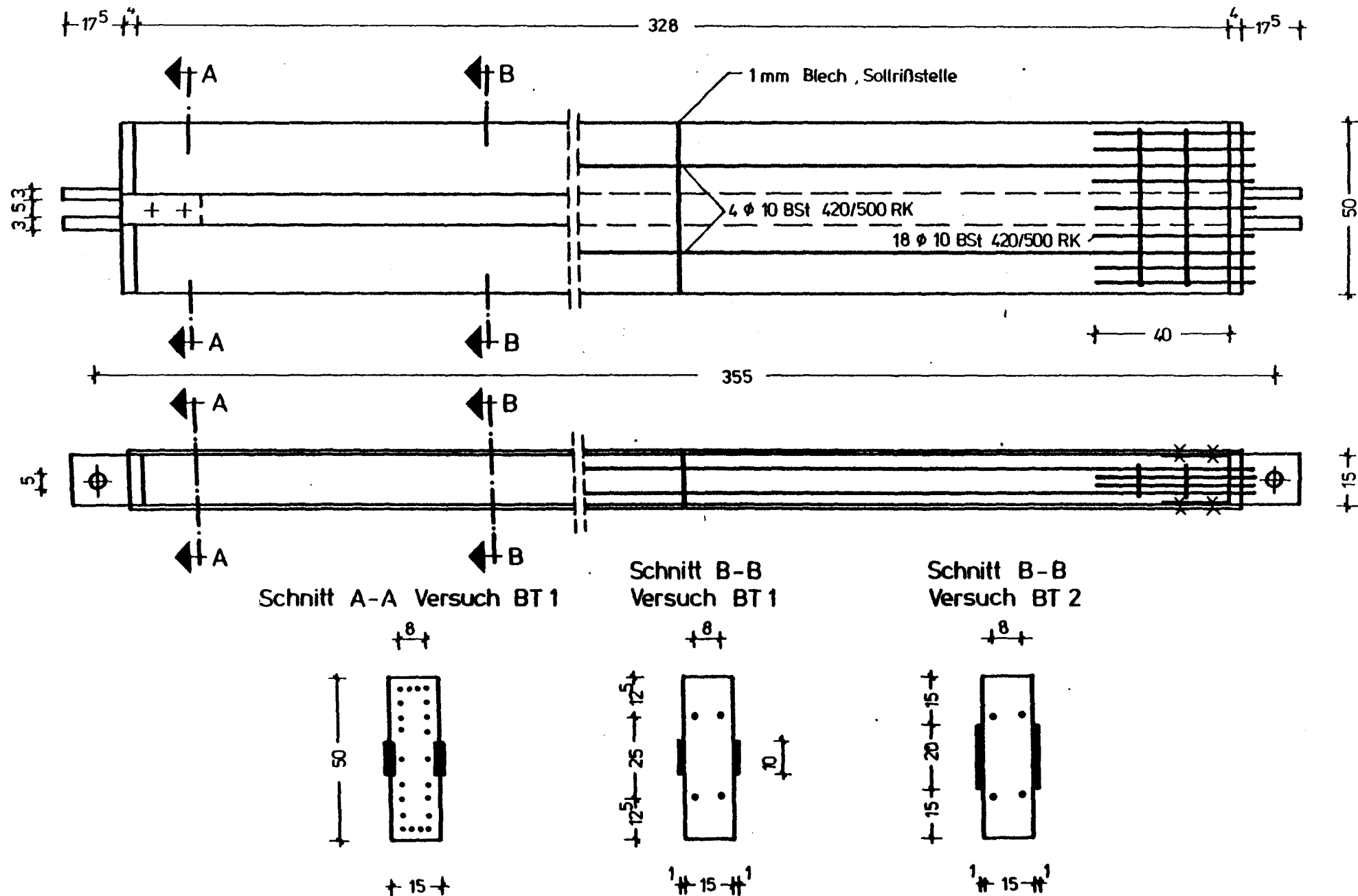
Kraft-Durchbiegungslinien bei Kurzzeitbelastung der Versuche 1 - 6

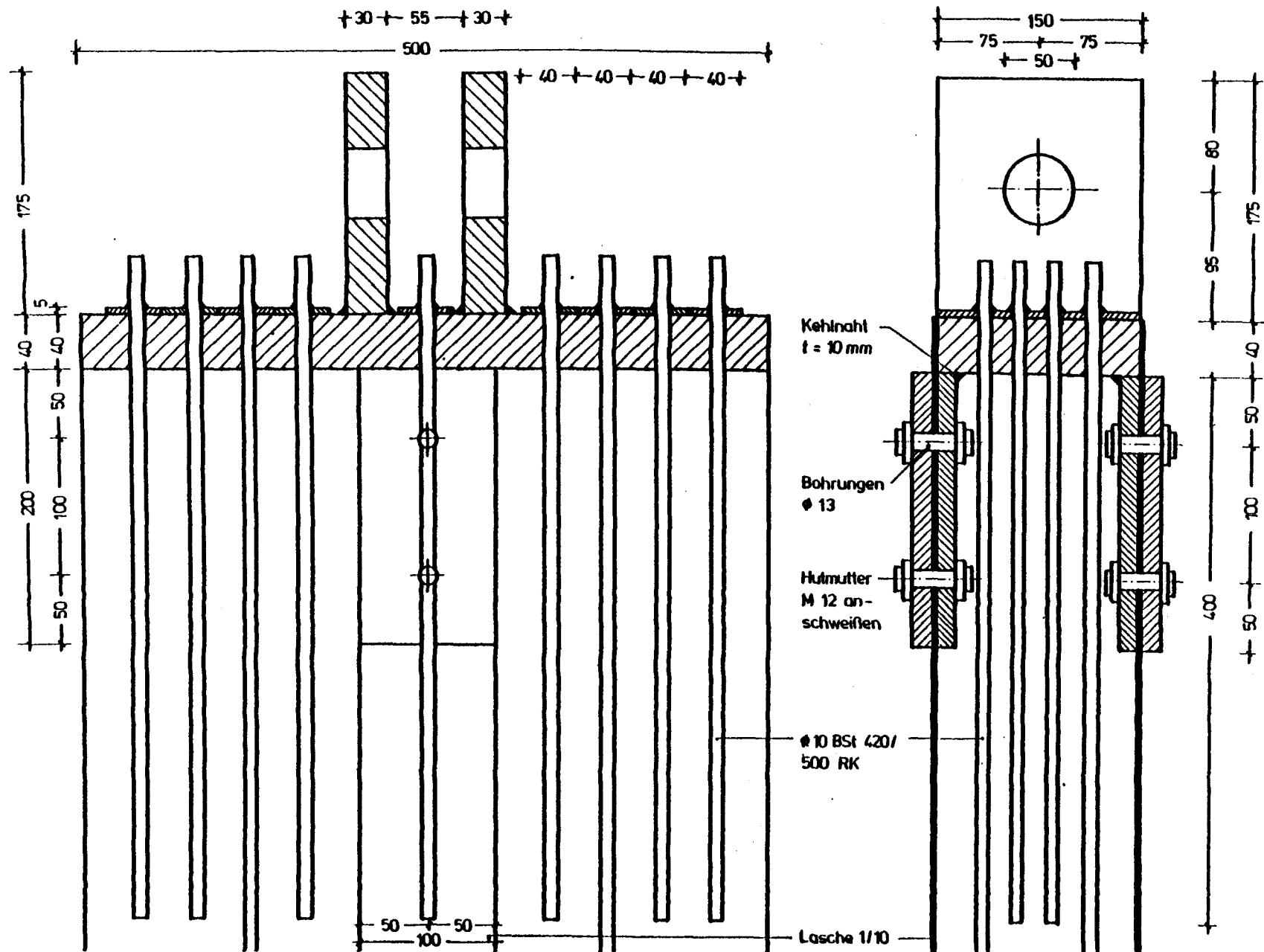


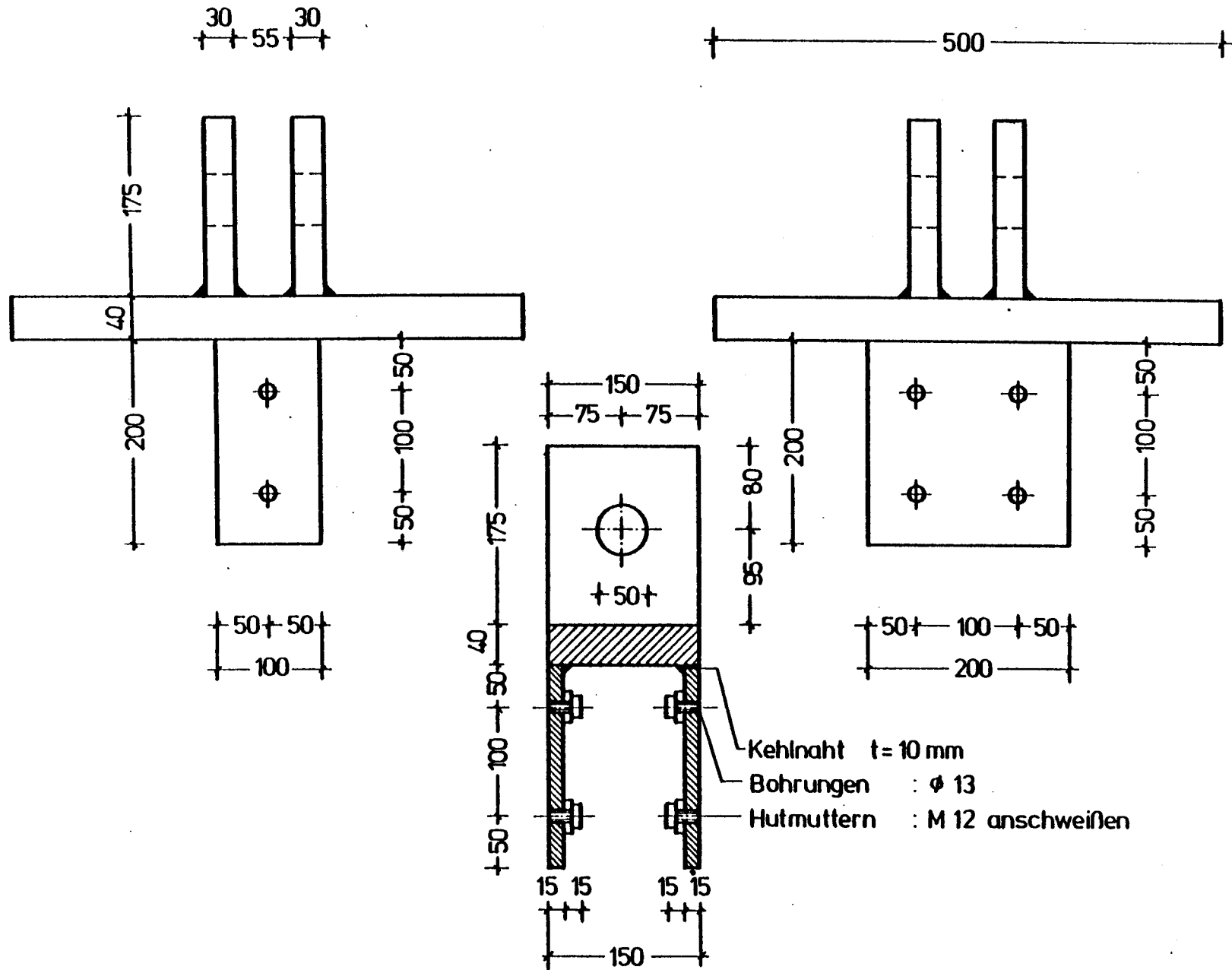
Kraft-Durchbiegungslinien mit und ohne Dauerlast



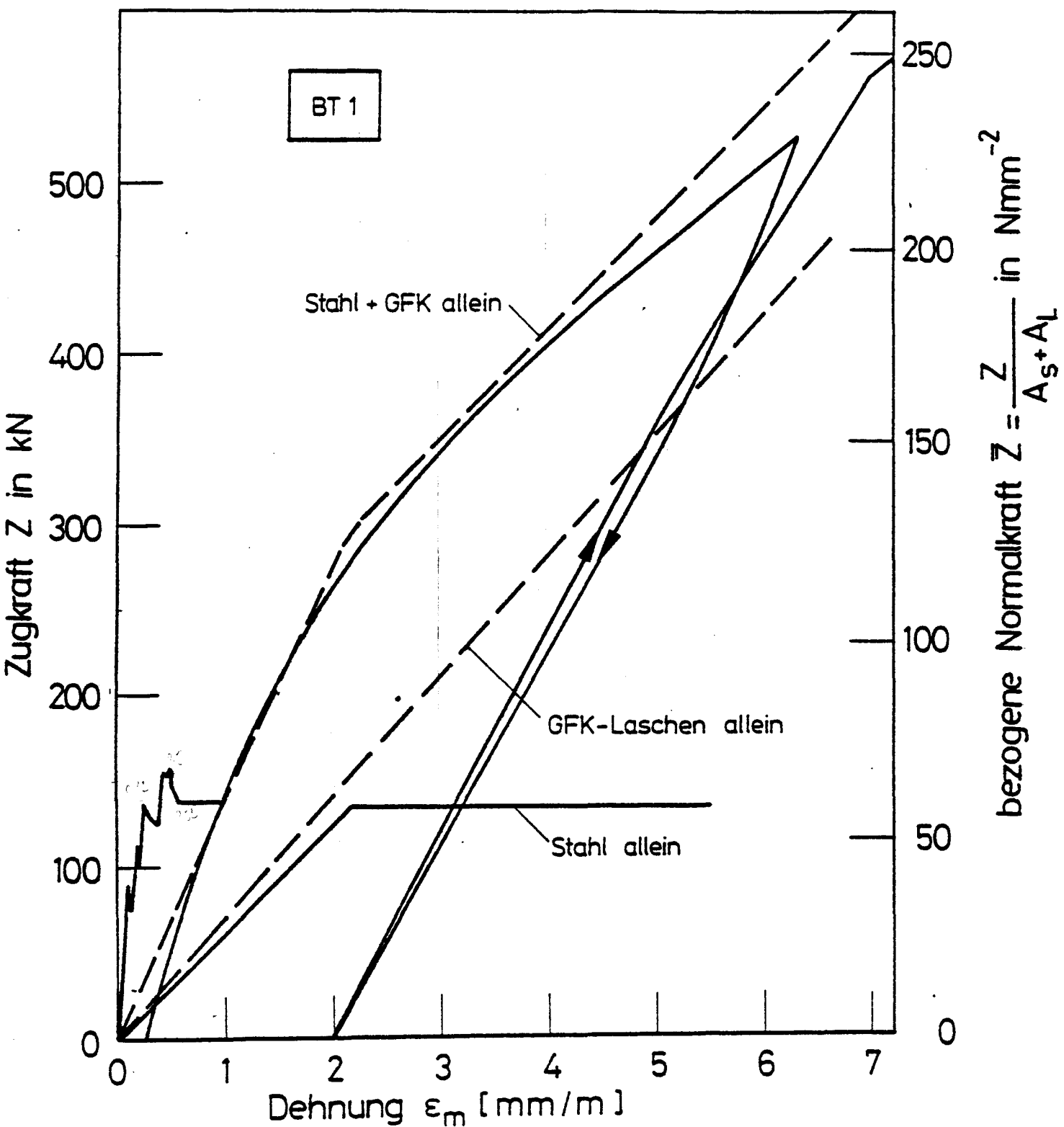
Photo 7 : Bruchflächen von Laschen und Beton nach dem Prüfen der Restfestigkeit der Balken, die 6 Monate lang in feuchtwarmem Klima gelagert hatten .



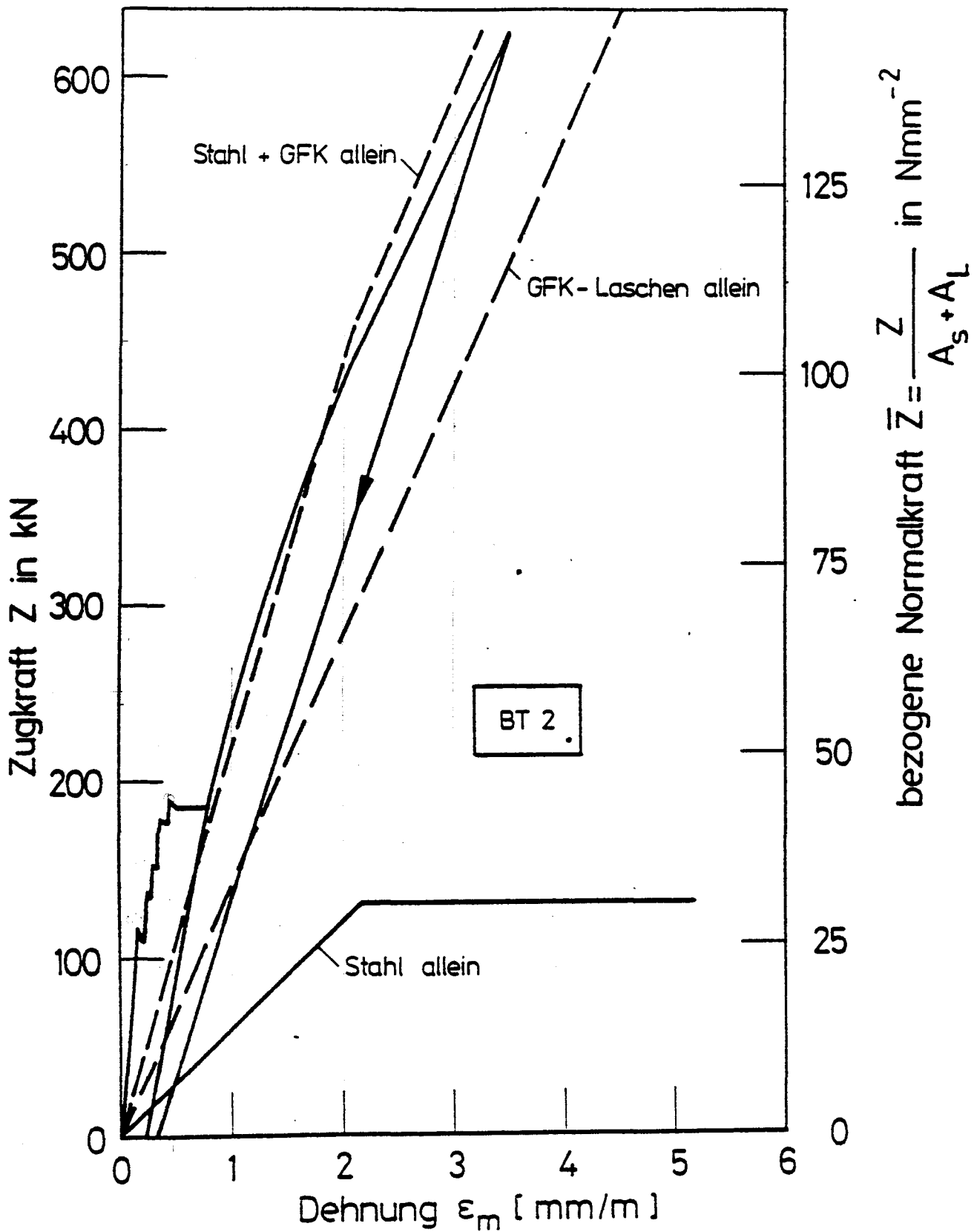




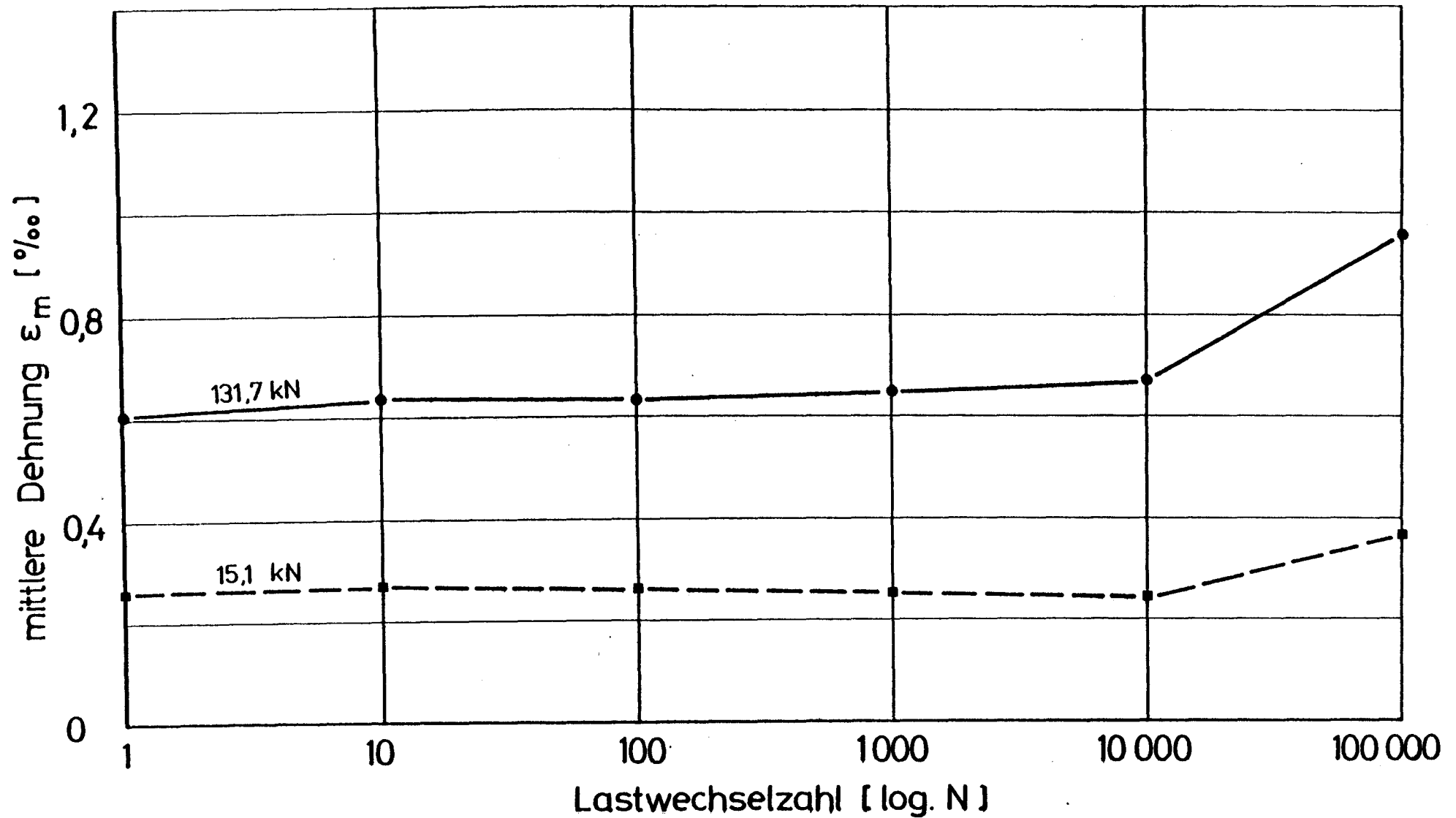
Verankerungskonstruktion für die Laschen bei den Bauteilversuchen



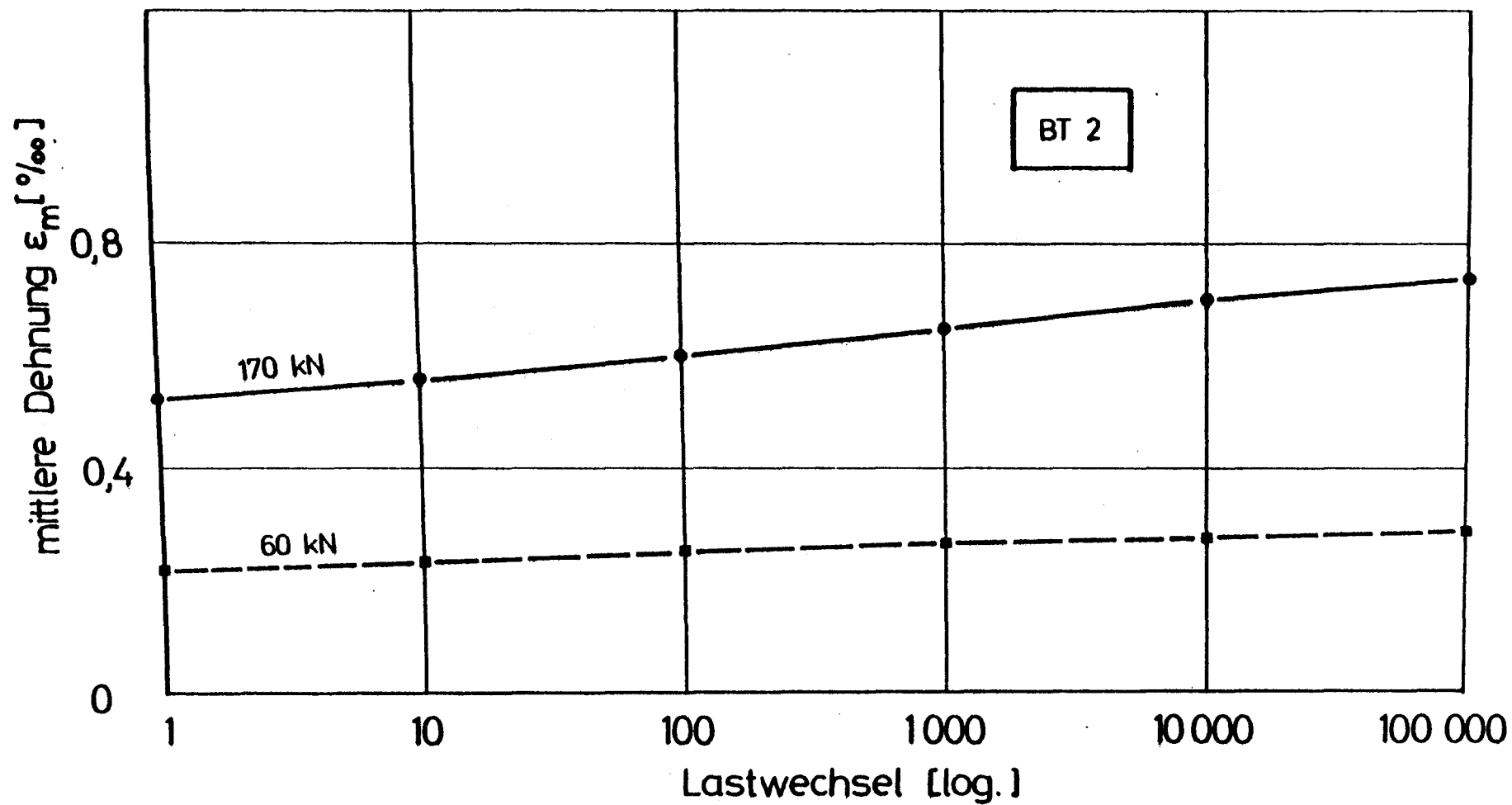
Normalkraft- mittlere Dehnungslinie beim Versuch BT 1



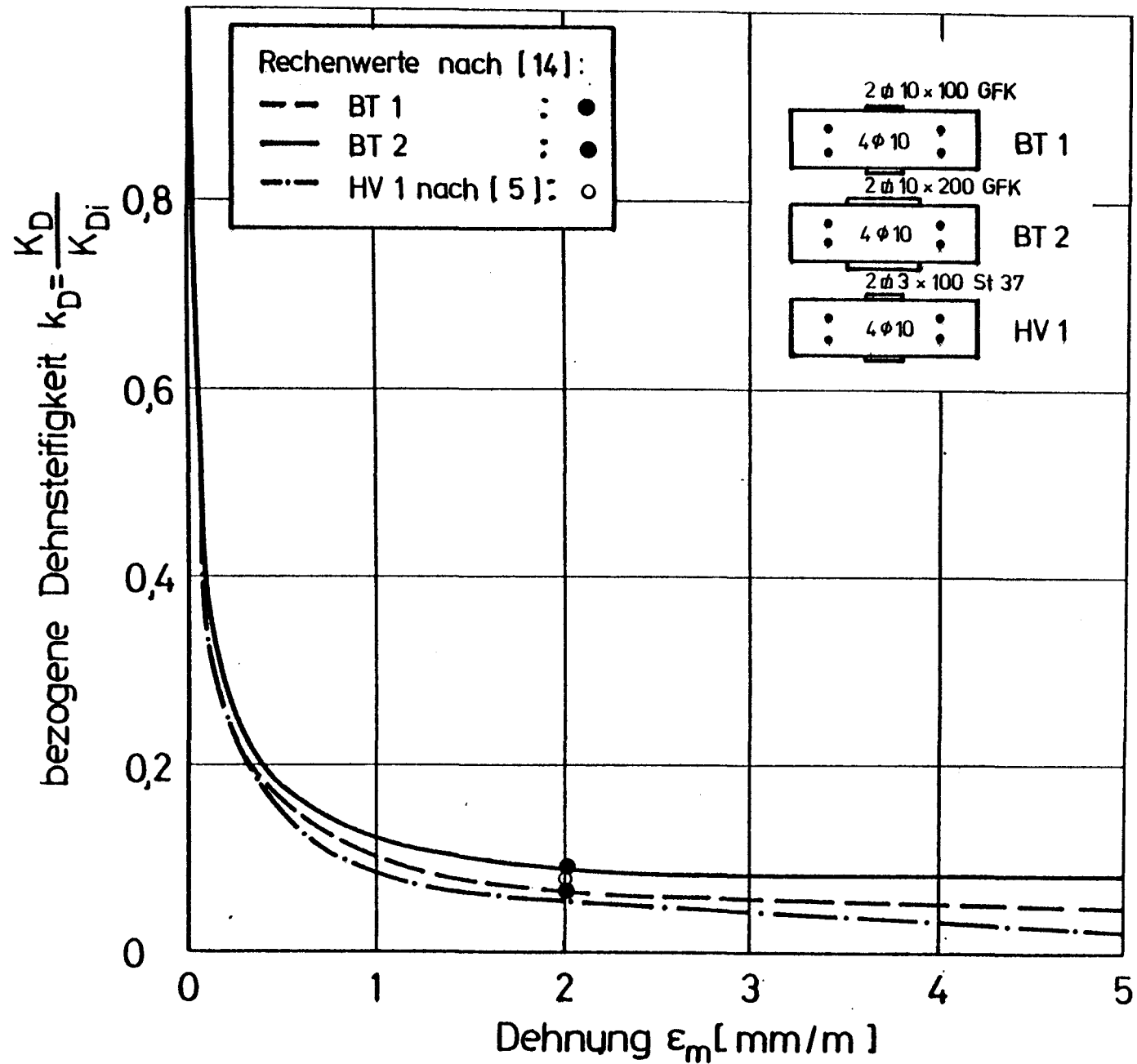
Normalkraft- mittlere Dehnungslinie beim Versuch BT 2



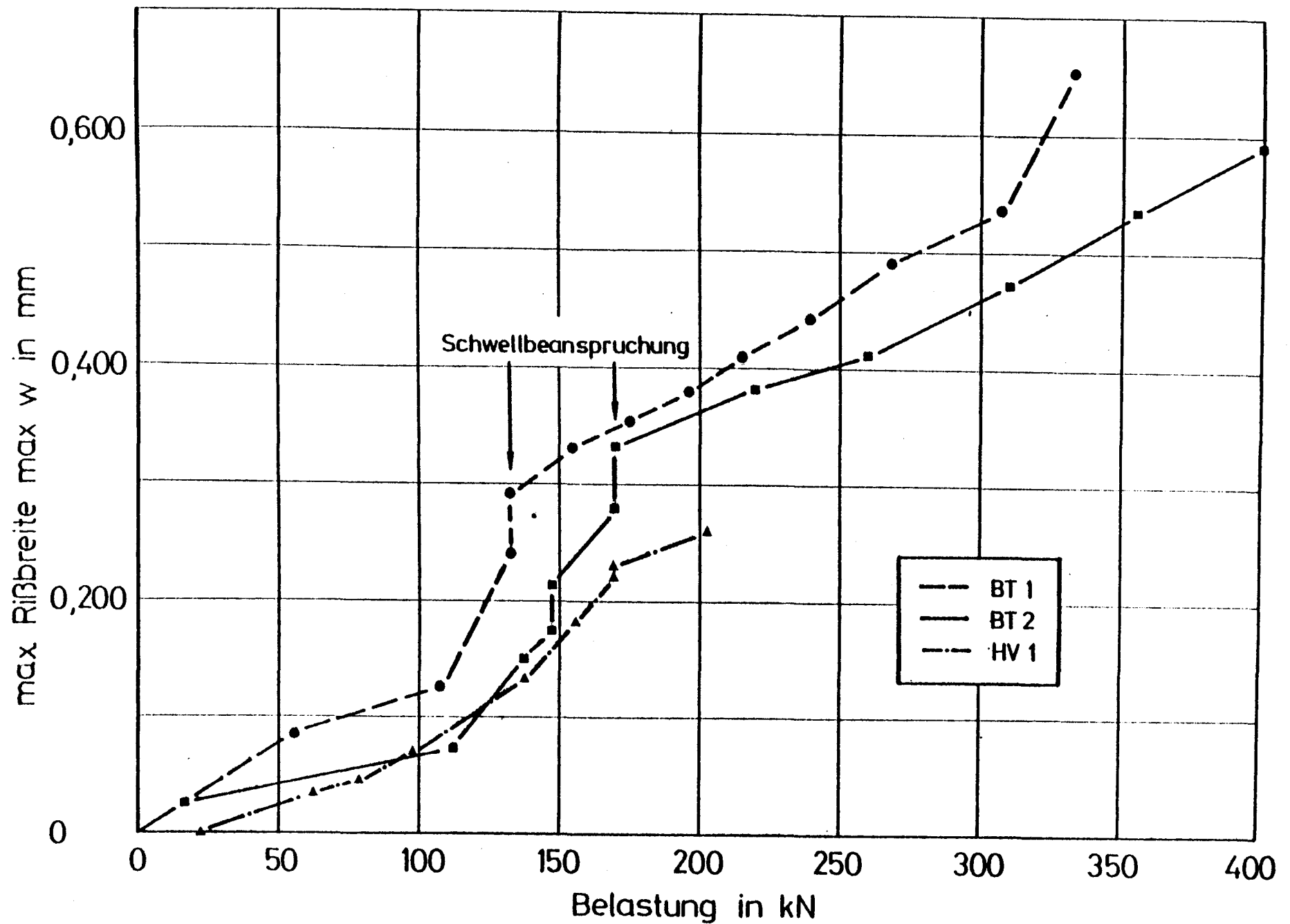
Dehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl beim Versuch BT 1



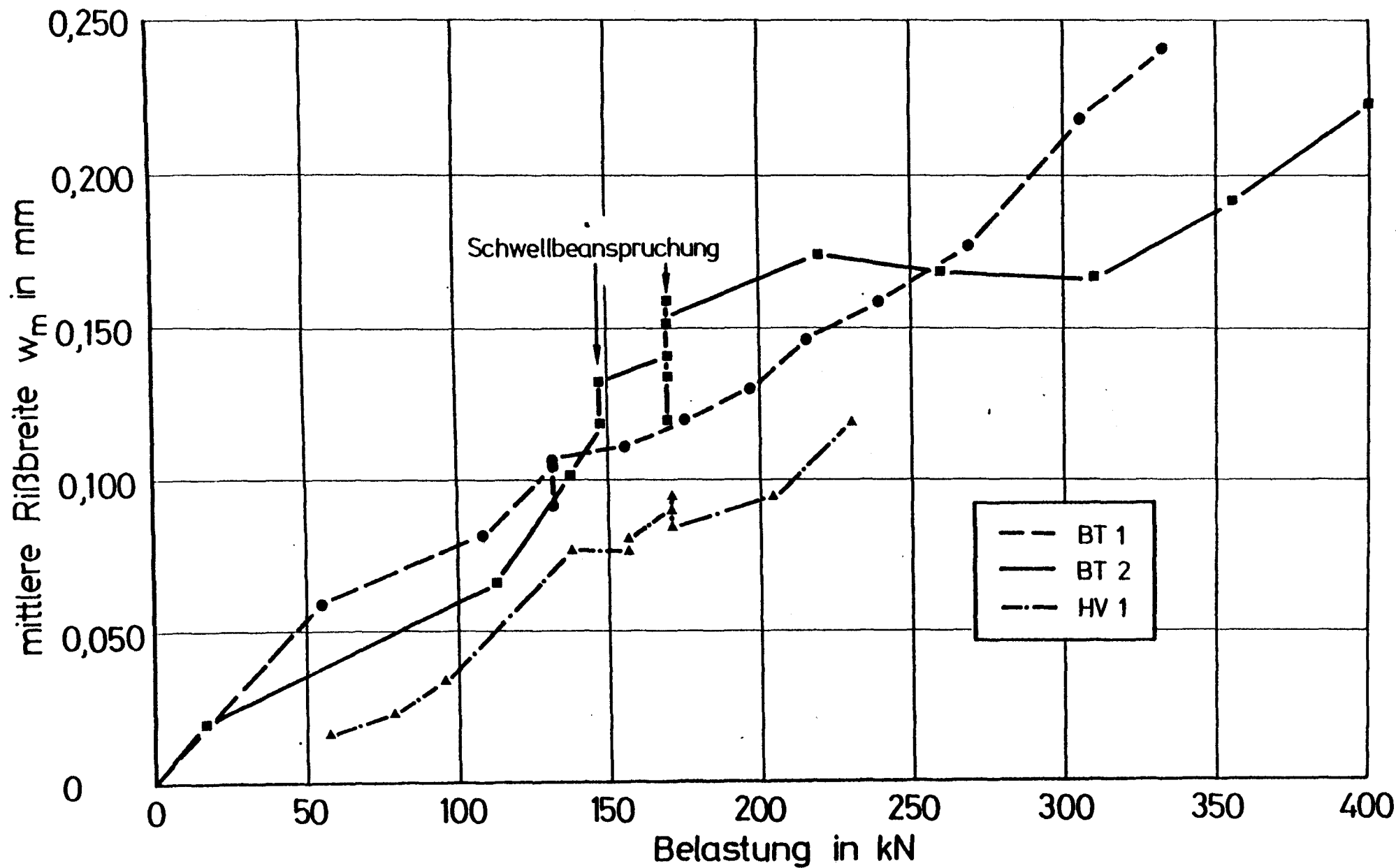
Dehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl beim Versuch BT 2



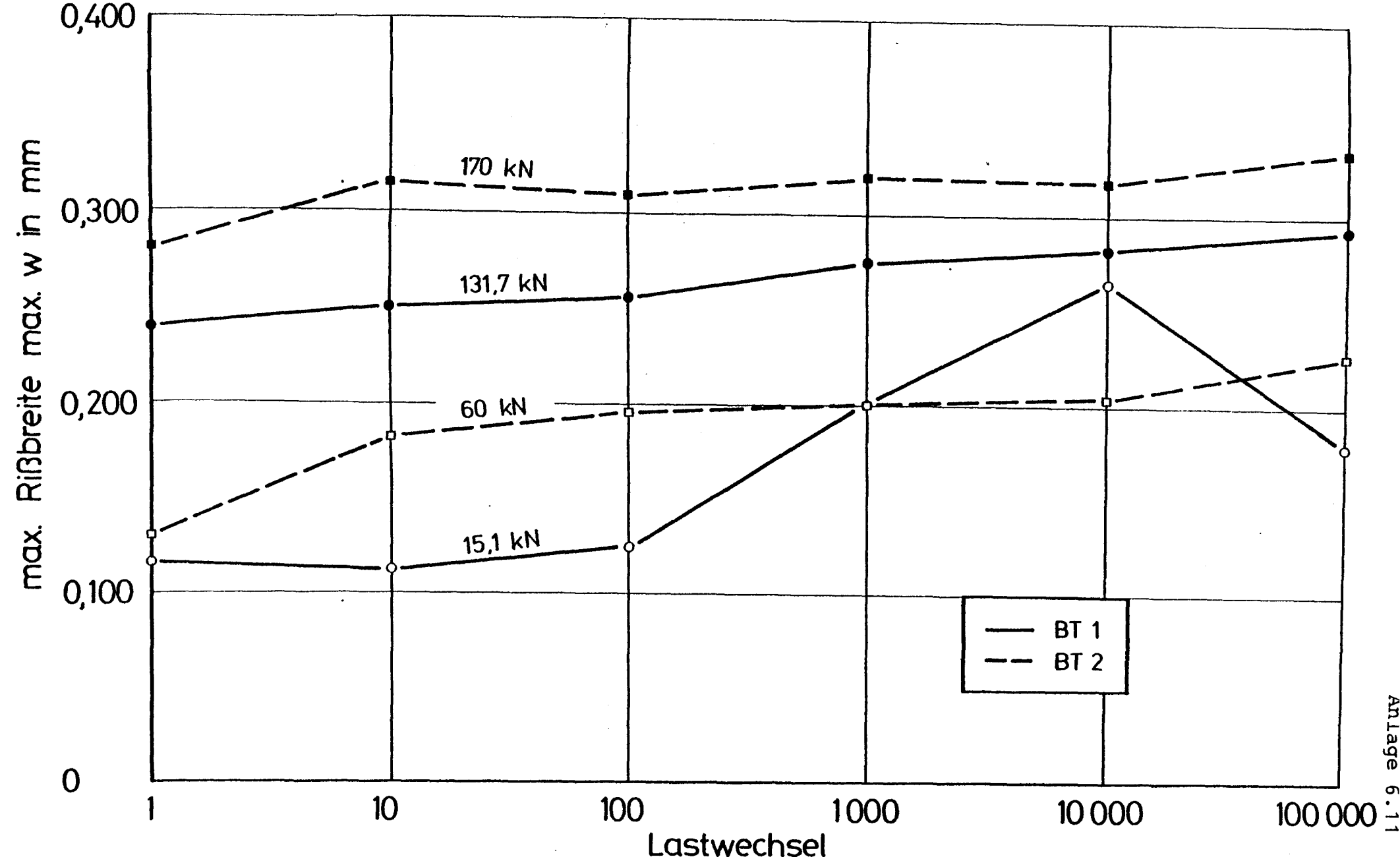
Bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der mittleren Dehnung



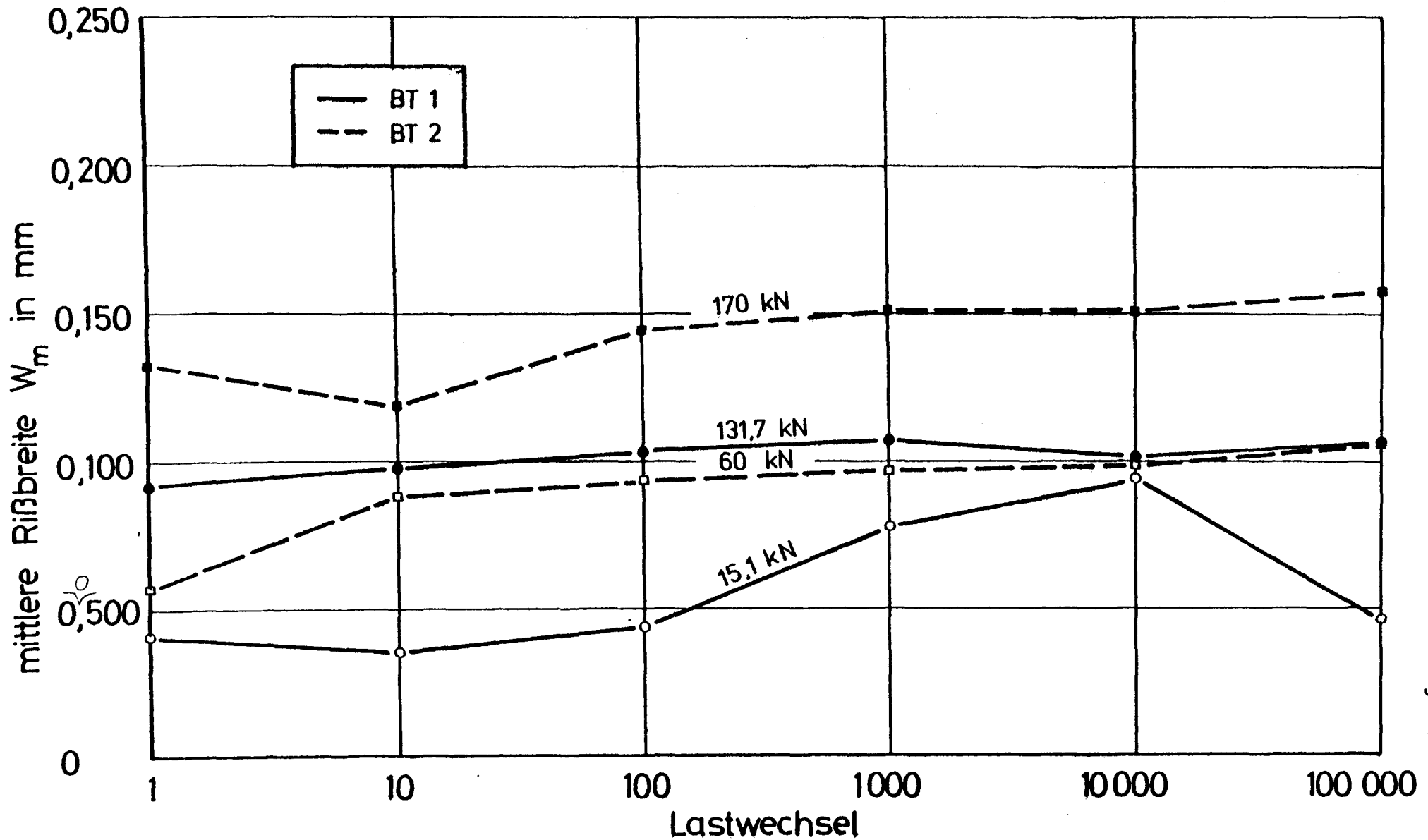
Maximale Rißbreite in Abhängigkeit von der Last (vorgekerbter Trennriß)



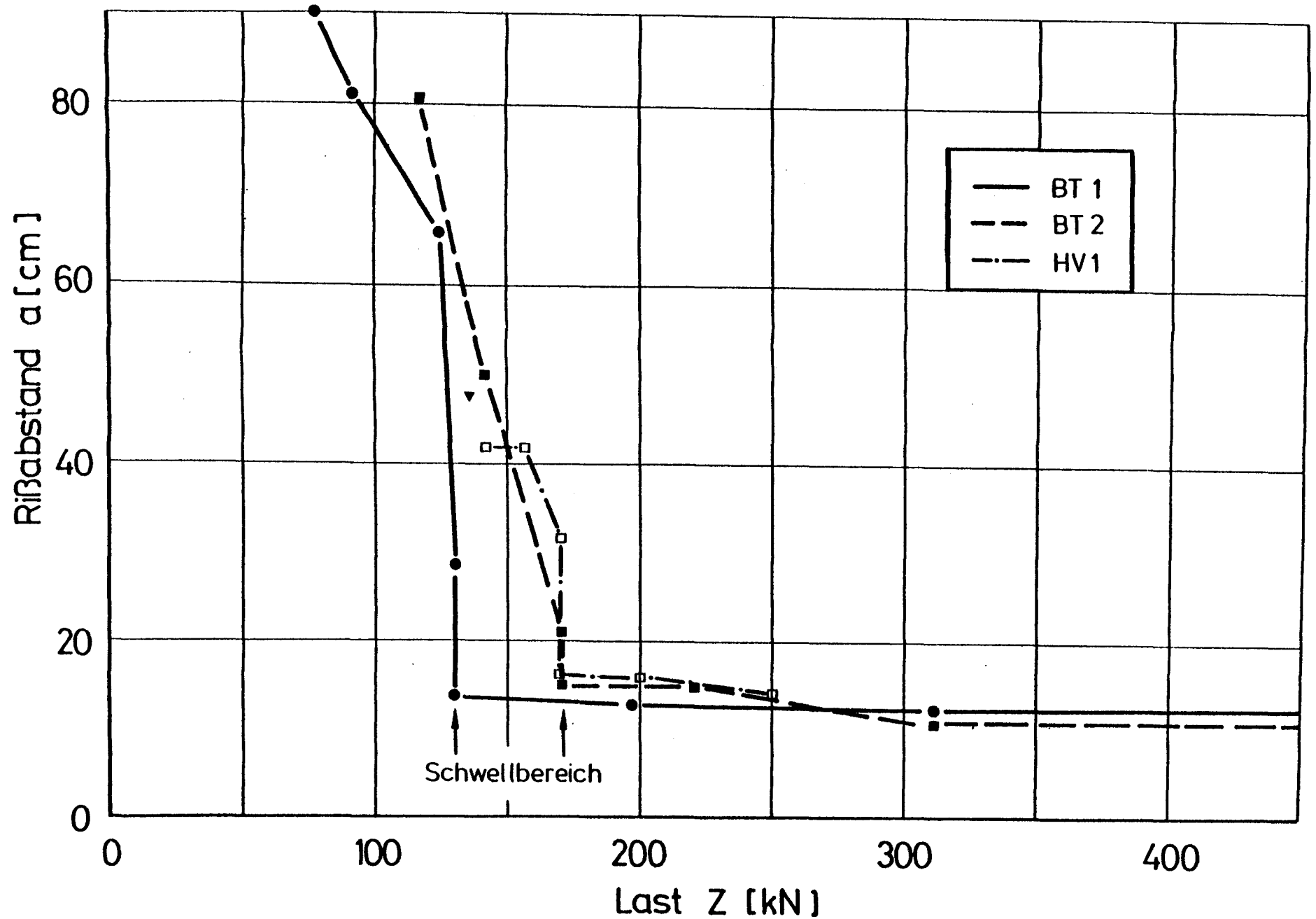
Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Last



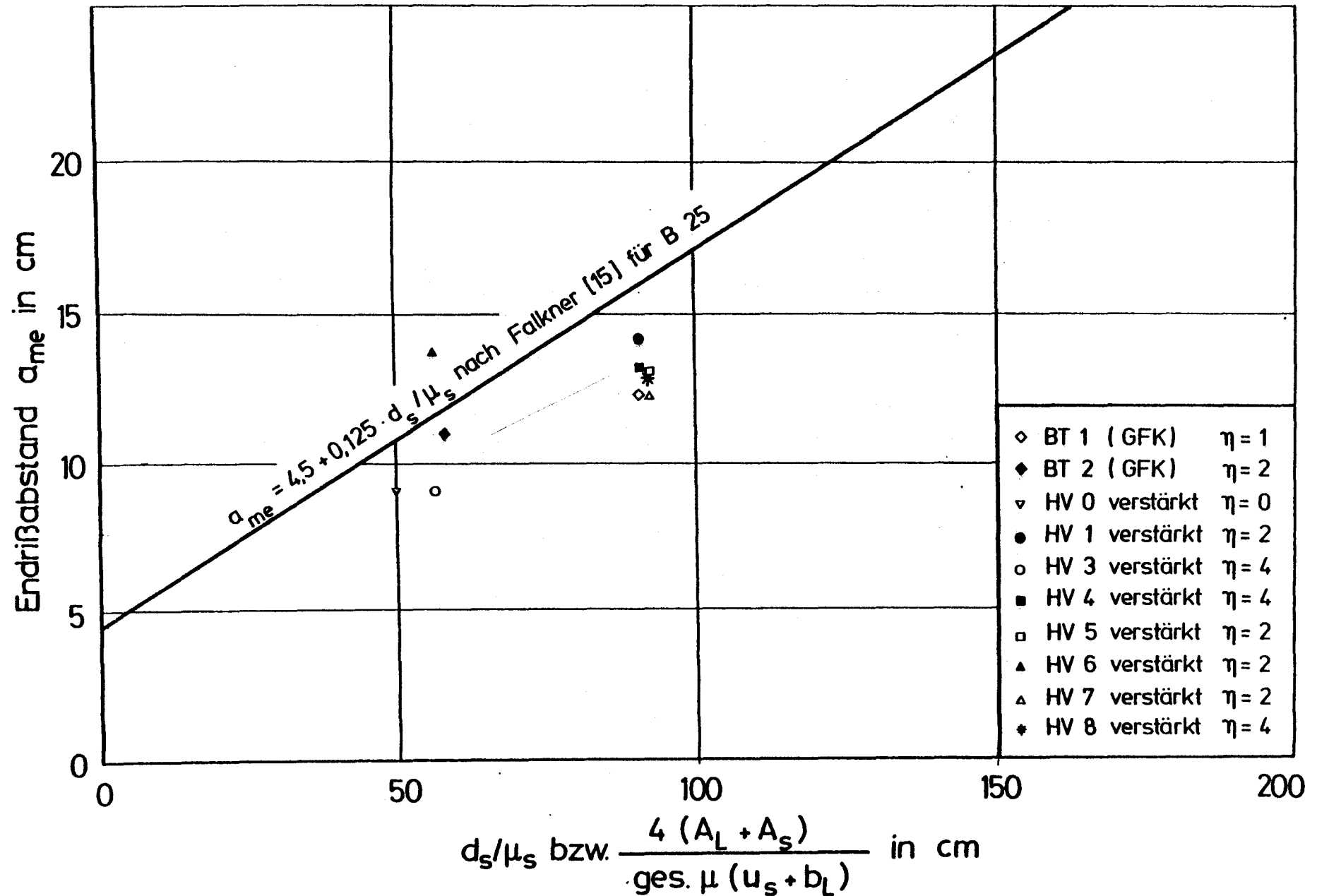
Maximale Rißbreiten in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl



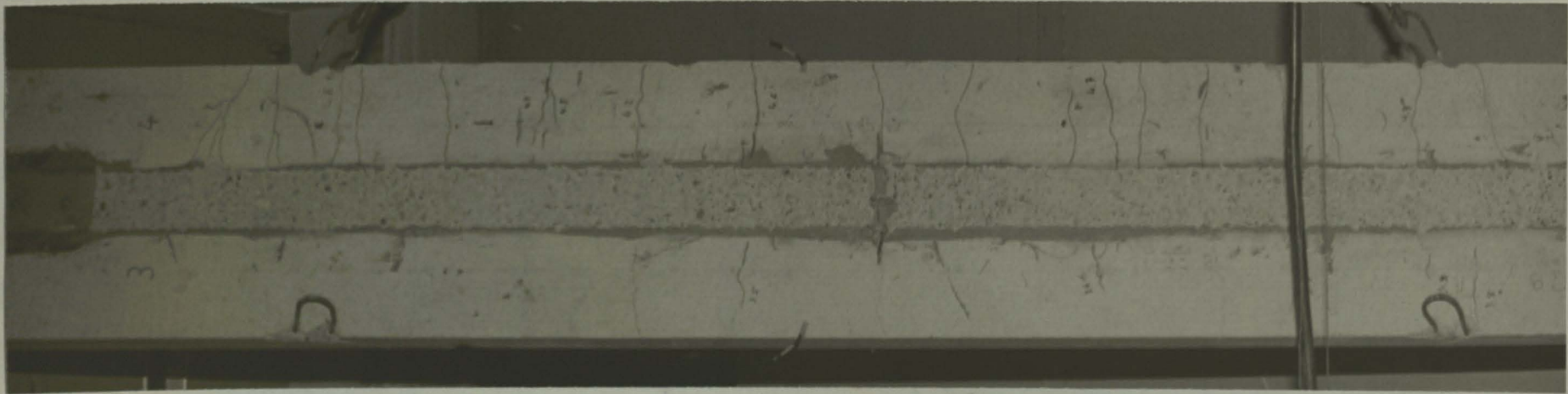
Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl



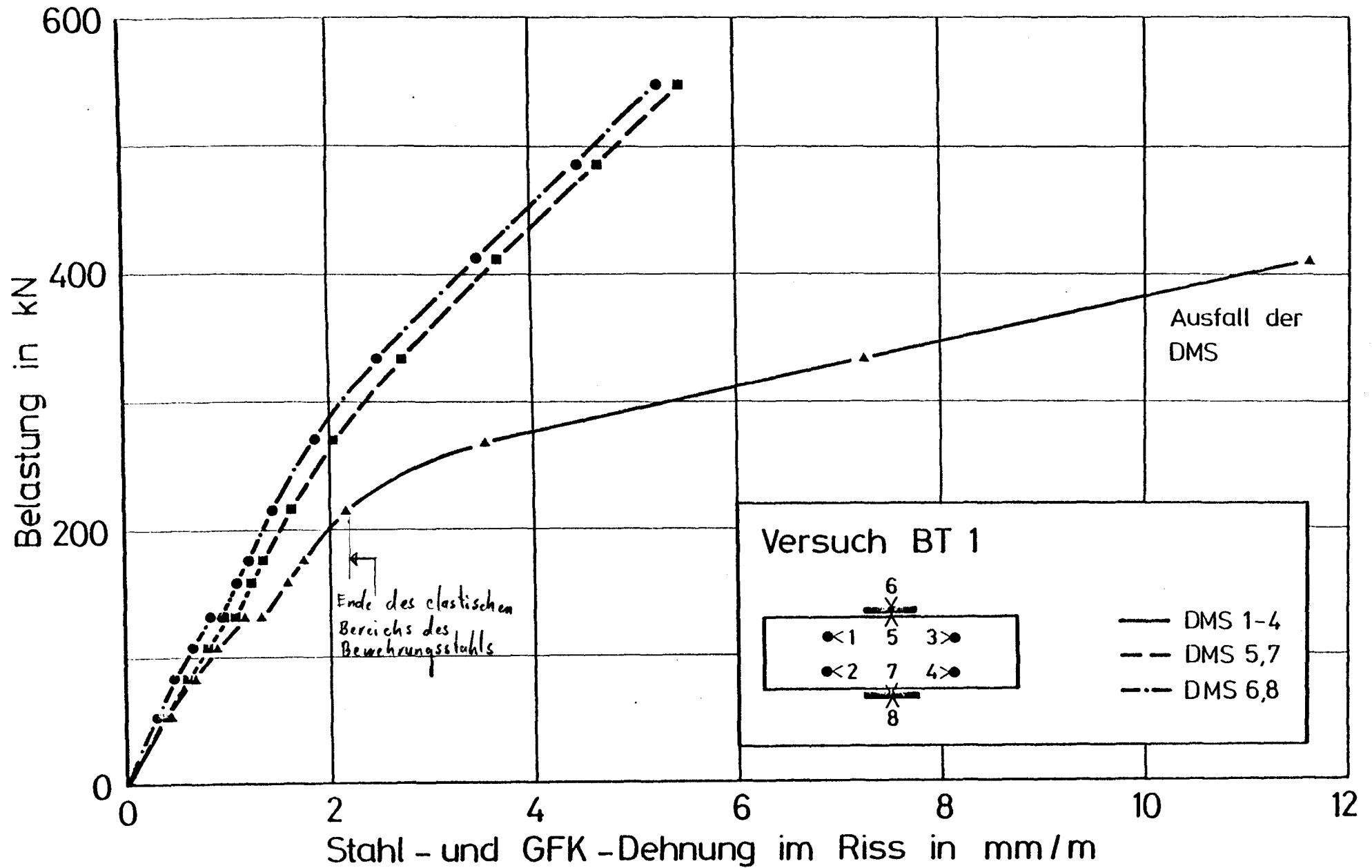
Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit von der Last

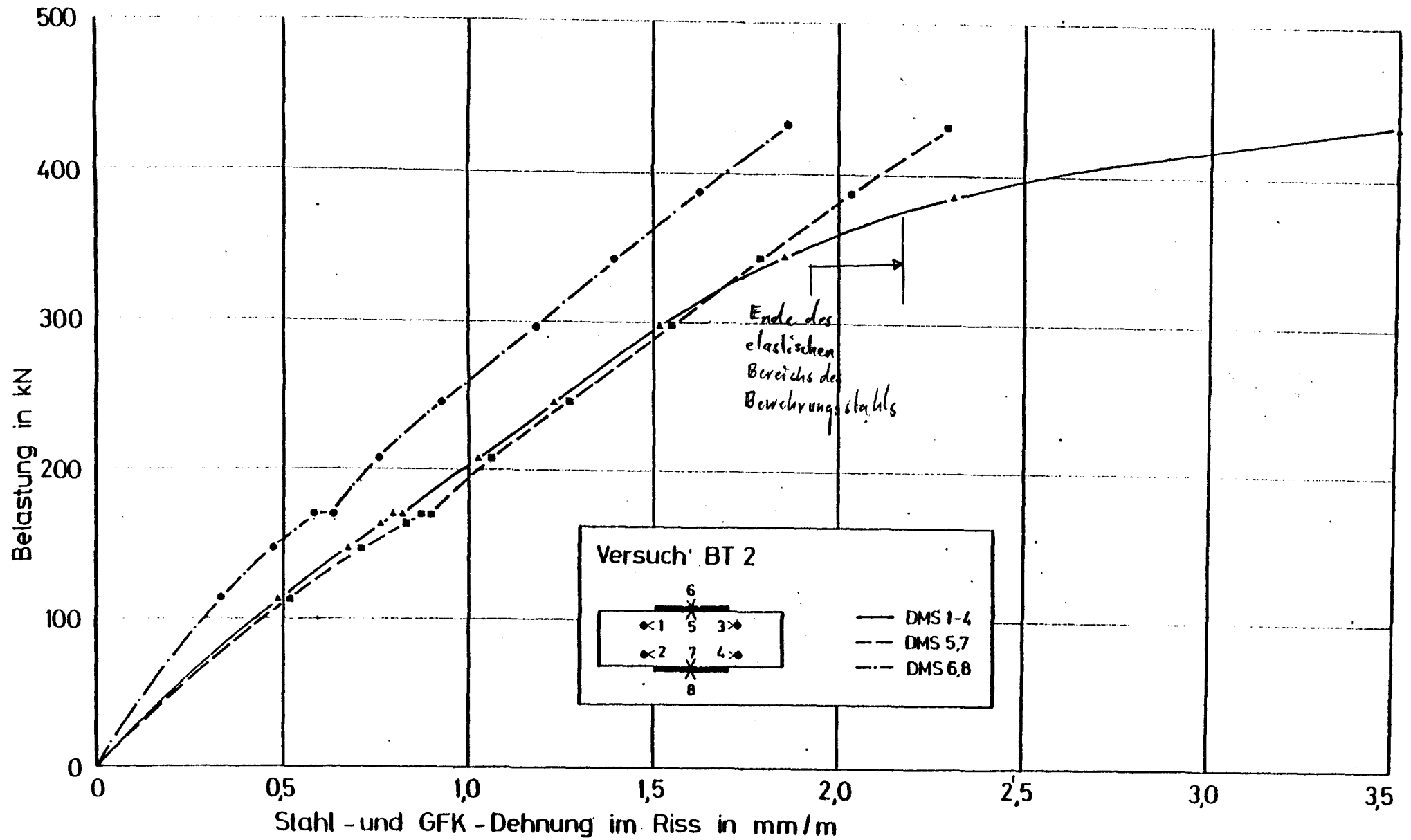


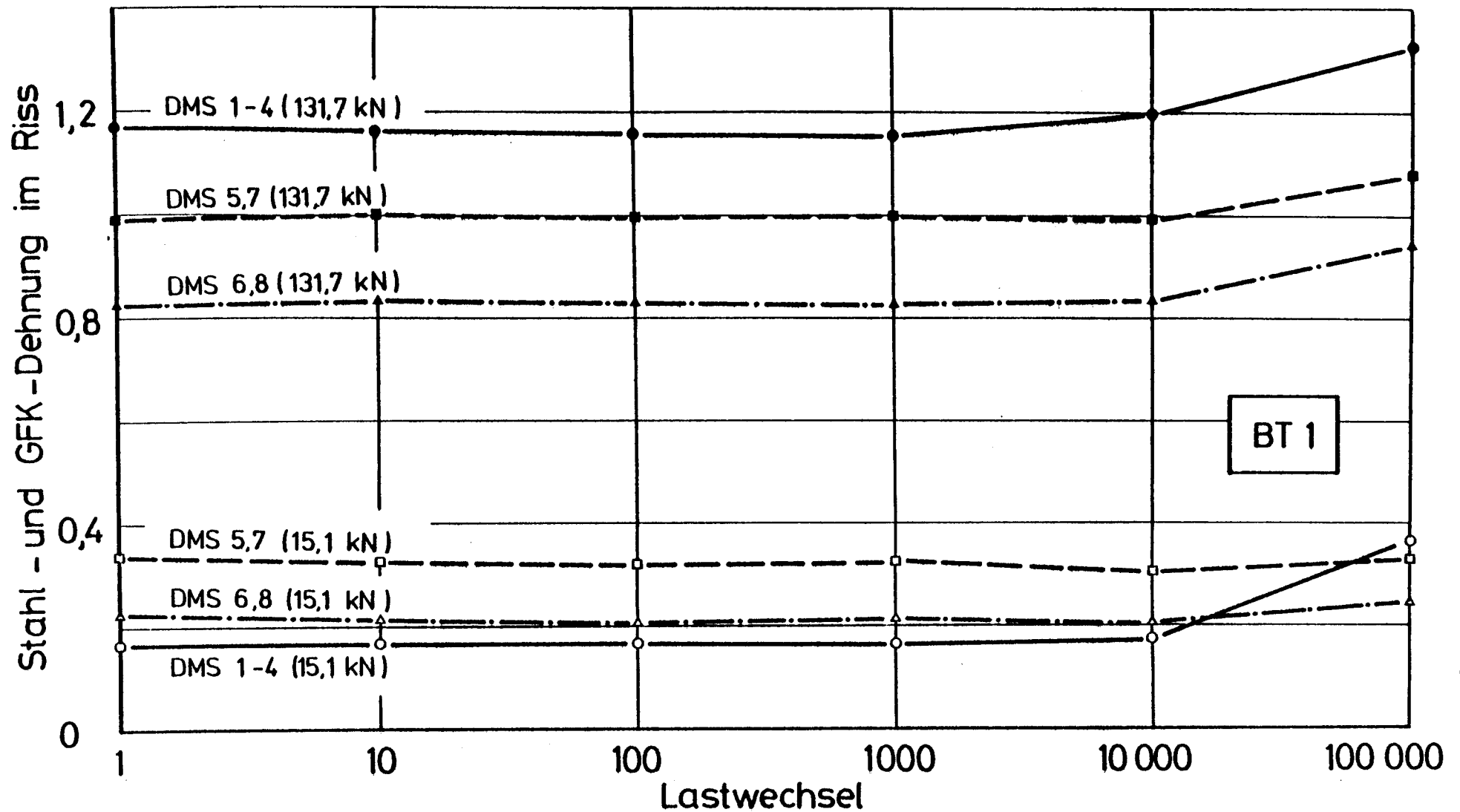
Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der Bewehrungsgeometrie



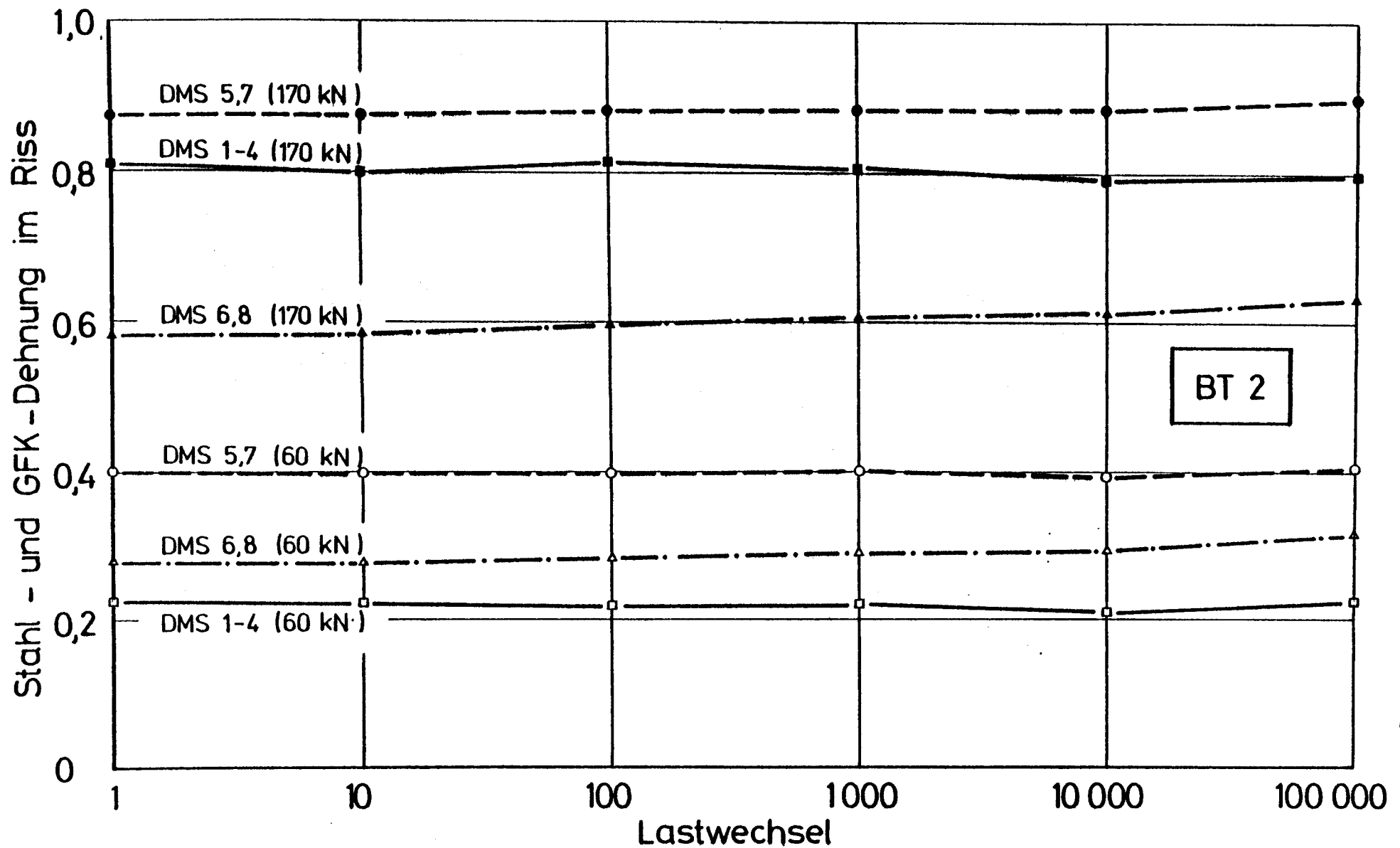
Versuchskörper BT 1 nach dem Versuch;
die Risse sind mit einem Filzstift nachgezeichnet.



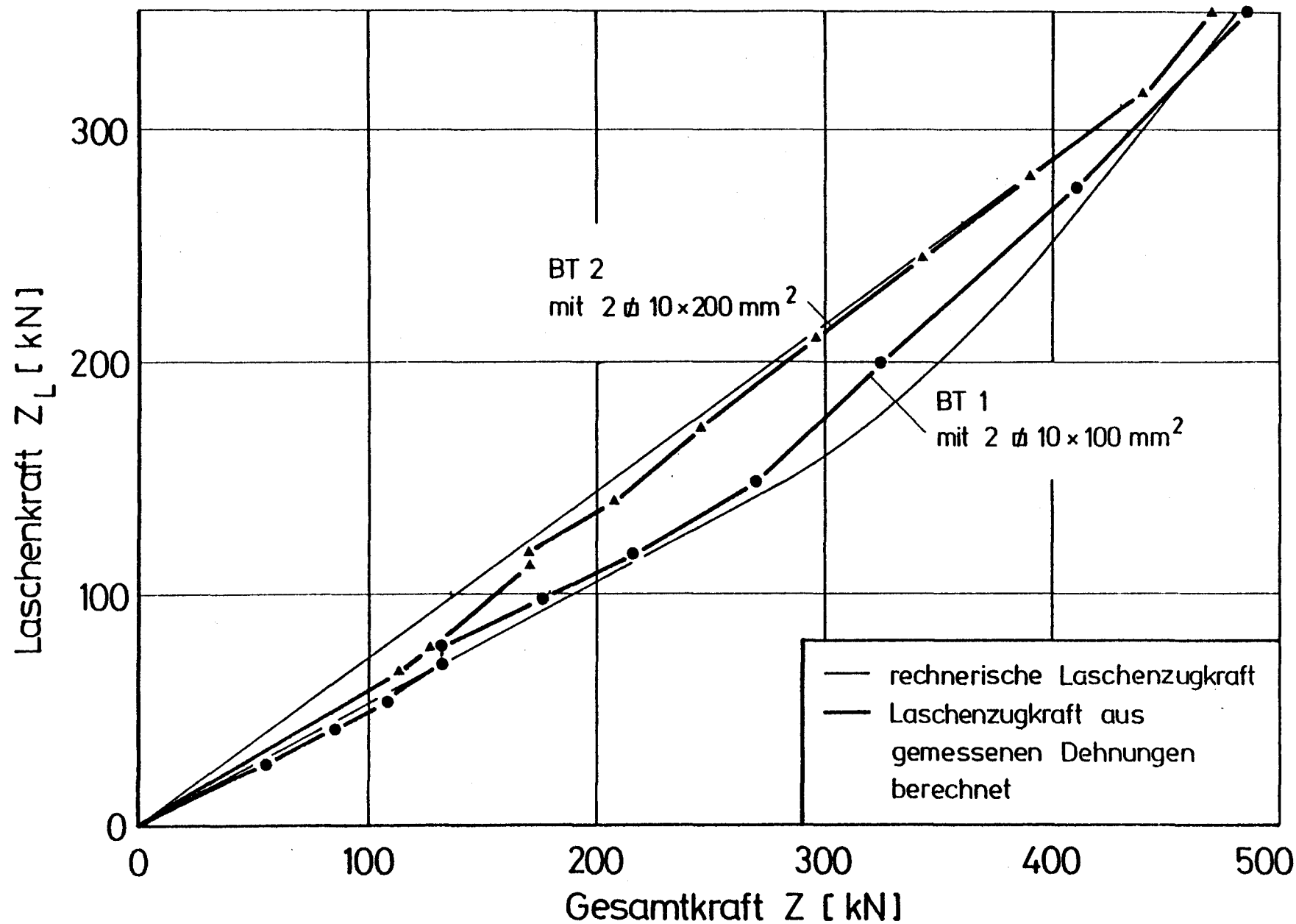




Stahl- und Laschendehnungen im RiB in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl beim Versuch BT 1



Stahl- und Laschendehnungen im RiB in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl beim Versuch BT 2



Laschenzugkraft in Abhängigkeit von der Gesamtkraft